

SONDERFORSCHUNGSBEREICH 148
BRANDVERHALTEN VON BAUTEILEN

ARBEITSBERICHT 1981-1983

TEIL II

36/19-736 7

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

Arbeitsbericht 1981 - 1983

Teil II: Projektbereich B

Projektbereich C



Braunschweig, im Mai 1983

1/2

Inhalt Teil II

	Seite
<u>Projektbereich B "Baustoffe"</u>	1
Teilprojekt B 3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton".....	5
Teilprojekt B 4 "Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen".....	159
Teilprojekt B 5 "Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen".....	213
Teilprojekt B 6 "Veränderung der Struktur und der Eigen- schaften des Zementsteines infolge Einwir- kung erhöhter Temperatur".....	239
Teilprojekt B 7 "Chemische Einwirkung korrosiver Brandgas- bestandteile auf Stahlbeton".....	261
<u>Projektbereich C "Thermische Prozesse"</u>	267
Teilprojekt C 3 "Natürlicher Brand, seine Einflußparameter in kleinen und großen Brandräumen"	291
C 3 - 1 - Experimentelle Untersuchungen über die einen Brandablauf bestimmenden Parameter.....	299
C 3 - 2 - Berechnung der Brandentwicklung und -aus- breitung durch Wärmebilanzen.....	323
C 3 - 3 - Rechnerische Analyse der Großversuchsbrände mittels Wärmebilanzrechnungen.....	349
C 3 - 4 - Stahlbetonstützen in natürlichen Brandfällen, Versuch und Theoriebildung.....	397
C 3 - 5 - Bestimmung der Temperaturfelder in Bauteilen mit praxismethodischen Lösungsmethoden.....	417

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich B "Baustoffe"

Allgemeine Angaben zum Projektbereich B

Tragende Teile des konstruktiven Ingenieurbaus bestehen heute fast ausnahmslos aus Stahl und Stahlbeton. Daher umfaßt der Projektbereich B die Untersuchung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton und Stahl und von einfachen Kombinationen dieser Ausgangsstoffe; dazu gehört z. B. das Verbundverhalten von Beton- und Stahlbetonelementen unter zeitabhängiger, mechanischer und thermischer Beanspruchung. Das Verhalten des Betons wird durch mineralogische Einzeluntersuchungen an Bindemittel- und Zuschlagkomponenten vertieft. Bei den Stählen werden Beton- und Spannstähle sowie gewöhnliche und Feinkornbaustähle betrachtet. Alle Ergebnisse werden als notwendige Materialkennwerte für die Weiterverarbeitung in den Projektbereichen A und D aufbereitet.

Der Projektbereich B umfaßt gegenwärtig 5 Teilprojekte. Die Teilprojekte B 1 und B 2 sind bereits erfolgreich abgeschlossen worden.

In den Projekten B 3 und B 6 werden wichtige Grundsatzfragen über das thermische Verhalten von hydraulischen Bindemitteln und Beton bearbeitet. Insbesondere gehören dazu u. a. folgende Fragestellungen und Probleme:

- Strukturelle und mineralogische Vorgänge in thermisch beanspruchten Bindemittelphasen.
- Wie ändert sich die Festigkeit des reinen Bindemittels in Abhängigkeit von der Temperatur?
- Welche physikalischen bzw. mechanischen Auswirkungen hat eine Temperaturbeanspruchung im Beton?
- Wie sind die Betonfestigkeit und Verformung mit der Temperatur korreliert?
- Wie sind die temperaturabhängigen Materialgesetze für Beton zu formulieren?

Bezüglich der Materialeigenschaften von Stahl (Teilprojekt B 4) werden ähnliche Fragestellungen verfolgt. Insbesondere interessieren hier die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Bau-, Beton- und Spannstählen verschiedener Güte und Festigkeit. Die metallurgischen Aspekte der Temperatureinwirkungen auf die verschiedenen Stahllarten werden ebenfalls behandelt.

Im Teilprojekt B 5 wird das Verbundverhalten von Stahl- und Spannbetonstäben im Beton untersucht. Vorrangiges Ziel ist die Ermittlung von "Grundgesetzen" für den Verbund in Abhängigkeit von der Temperatur. Des weiteren sind die konstruktiven bzw. ingenieurmäßigen Erfordernisse für die brandschutztechnisch richtige Konstruktion von Verankerungen Gegenstand der Untersuchungen.

Im Teilprojekt B 7 wird der Frage von Brandfolgeschäden insbesondere durch korrosive Brandgase nachgegangen. Untersucht werden vor allem Folgeschäden in Stahlbetonbauteilen, Möglichkeiten zu deren Verhütung und letztlich auch die Frage der Sanierung geschädigter Bauteile.

Der Projektbereich B "Baustoffe" ist somit Zulieferer für den Projektbereich A "Bauteile". Darüber hinaus werden jedoch auch grundlagenorientierte Baustoffprobleme behandelt, um die materialspezifischen Temperatureigenschaften der wichtigsten Konstruktionsbaustoffe erklären zu können.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 3

Hochtemperaturverhalten von Festbeton

Beteiligte Wissenschaftler:

Prof. Dr.-Ing. habil. U. Schneider

Dr.-Ing. U. Diederichs

Dipl.-Phys. C. Ehm

Dipl.-Phys. K. Hinrichsmeyer

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981 - 1983
Förderungsantrag vom April 1980, S. 111 - 131

Inhaltsverzeichnis

1 Aufgabenstellung und Ziele des Teilprojekts B 3	B 3 - 2
2 Auswirkung hoher Temperaturen auf die physikalischen Eigenschaften von Beton	B 3 - 3
2.1 Abbaureaktionen	B 3 - 3
2.2 Ausdehnungsverhalten	B 3 - 14
2.3 Strukturveränderungen	B 3 - 18
2.3.1 Stickstoffsorption	B 3 - 18
2.3.2 Quecksilberporosimetrie	B 3 - 28
2.4 Ribildung	B 3 - 48
2.5 Thermische Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen	B 3 - 59
2.5.1 Dichte	B 3 - 59
2.5.2 Mittlere spezifische Wärmekapazität	B 3 - 62
2.5.3 Wärmeleitfähigkeit	B 3 - 63
2.5.4 Temperaturleitfähigkeit	B 3 - 67
3 Auswirkung hoher Temperaturen auf das einaxiale Verformungsverhalten	B 3 - 69
3.1 Zwängungen	B 3 - 69
3.2 Relaxation	B 3 - 78
3.3 Zugfestigkeit	B 3 - 86
3.4 Irreversible Verformungen	B 3 - 109
4 Auswirkung hoher Temperaturen auf das biaxiale Festigkeits- und Verformungsverhalten	B 3 - 115
4.1 Aufbau der Versuchsanlage	B 3 - 115
4.1.1 Belastungsrahmen	B 3 - 115
4.1.2 Lasteintragungskonstruktion	B 3 - 117
4.1.3 Belastungsregelung	B 3 - 122
4.1.4 Probekörper	B 3 - 124
4.1.5 Meßsysteme	B 3 - 128
4.1.6 Heizsystem	B 3 - 132
4.2 Versuchsarten	B 3 - 135
4.3 Zusammenfassung	B 3 - 138
5 Schlußfolgerungen und Ausblick	B 3 - 142
6 Schriftum	B 3 - 144
7 Dokumentation der Veröffentlichungen	B 3 - 150

1. Aufgabenstellung und Ziele des Teilprojekts B 3

Das Teilprojekt B 3 befaßt sich mit der wissenschaftlichen Untersuchung, Analyse und Interpretation thermisch bzw. thermomechanisch bedingter Materialveränderungen in Konstruktionsbetonen. Die Arbeiten sind überwiegend experimentell orientiert, im Hinblick auf die Anwendung der gefundenen Ergebnisse im Projektbereich A werden jedoch auch umfangreiche theoretische Arbeiten durchgeführt. Dadurch wird erreicht, daß die Arbeitsergebnisse umgehend in die praxisorientierte Bauteilforschung einfließen. Die übergeordneten Ziele des Projekts umfassen folgende wesentliche Fragen:

- Ermittlung der Hochtemperatureigenschaften von Festbeton unter einaxialer und biaxialer Beanspruchung,
- Gewinnung von Erkenntnissen über Strukturveränderungen und Rißerscheinungen in thermisch beanspruchtem Beton,
- Interpretation der Materialänderungen im Hinblick auf eine praktische Anwendung der gewonnenen Daten für Bauteilberechnungen.

Die Vielschichtigkeit der aufgeführten Themenkreise macht es erforderlich, die Untersuchungen auf bestimmte Arbeitsschwerpunkte zu konzentrieren. Die Arbeitsschwerpunkte wurden jeweils unter Berücksichtigung der in anderen Teilprojekten aufgetretenen Fragestellungen festgelegt. Der vorliegende Bericht gibt einen Überblick über die im Förderungszeitraum 1981 bis 1983 erreichten Arbeitsziele. Im einzelnen wird über folgende Themen berichtet:

- Auswirkung von Bränden bzw. hohen Temperaturen auf die physikalischen Eigenschaften von Beton,
- Strukturveränderungen im Beton infolge Temperatureinwirkungen,
- Auswirkung hoher Temperaturen auf das Verformungsverhalten von Beton unter besonderer Berücksichtigung von Zwängungs- und Relaxationseffekten,
- Zugfestigkeit von Beton bei hohen Temperaturen,
- Entwicklung und Aufbau einer Versuchsanlage zur Untersuchung der biaxialen Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton bei Temperaturen bis zu 1000°C.

2. Auswirkungen hoher Temperaturen auf die physikalischen Eigenschaften von Beton

Im ersten Teil dieses Abschnitts wird - überwiegend aufgrund eigener Forschungsarbeiten - die Frage der thermischen Stabilität von Beton behandelt. Im Vordergrund stehen dabei thermoanalytische Untersuchungen wie Differential-Thermo-Analyse und Thermogravimetrie. Die thermisch bedingten Abbau- und Umwandlungsreaktionen im Beton werden diskutiert und die zugehörigen Reaktionswärmen angegeben, wobei dem Schmelzvorgang sowie den Schmelzwärmen besondere Beachtung geschenkt wurde.

Anschließend wird das Ausdehnungsverhalten von Beton und seinen Komponenten kurz dargestellt, weil insbesondere Dehnungsunterschiede der Betonkomponenten neben den thermochemischen Reaktionen die Degradation von Beton bestimmen. Die thermisch bedingten Strukturveränderungen und Rißbildungen wurden in den Abschnitten 2.3 und 2.4 erörtert, da gerade dieses Arbeitsgebiet in der letzten Förderungsperiode besonders breiten Raum eingenommen hat.

Die thermischen Eigenschaften von Beton wie Dichte, spezifische Wärme, Wärmeleitfähigkeit und Temperaturleitfähigkeit, deren Temperaturverlauf wesentlich durch Strukturveränderungen bestimmt wird, sind im abschließenden Teil des Kapitels zusammengestellt.

2.1 Abbaureaktionen

Die während der Erwärmung des Betons einsetzenden Reaktionen lassen sich meßtechnisch mit Hilfe der Differential-Thermo-Analyse (DTA) nachweisen (vgl. /1/). Bei diesem Meßverfahren werden eine Inertprobe (meist Al_2O_3) und die zu untersuchende Probe gleichzeitig in einem Ofen erhitzt und die durch Umwandlungsreaktionen zwischen den beiden Proben auftretenden Temperaturunterschiede registriert. Bild 2.1 zeigt solche Thermogramme für portlandzementgebundene Normalbetone mit quarzitischem, kalzitischen und basaltischen Zuschlägen. Die Thermogramme wurden im Hinblick auf die nachfolgend diskutierten Reaktionswärmen erstellt, wobei pulverisierte Proben und übliche Einwaagemengen (ca. 100mg) zur Anwendung kamen.

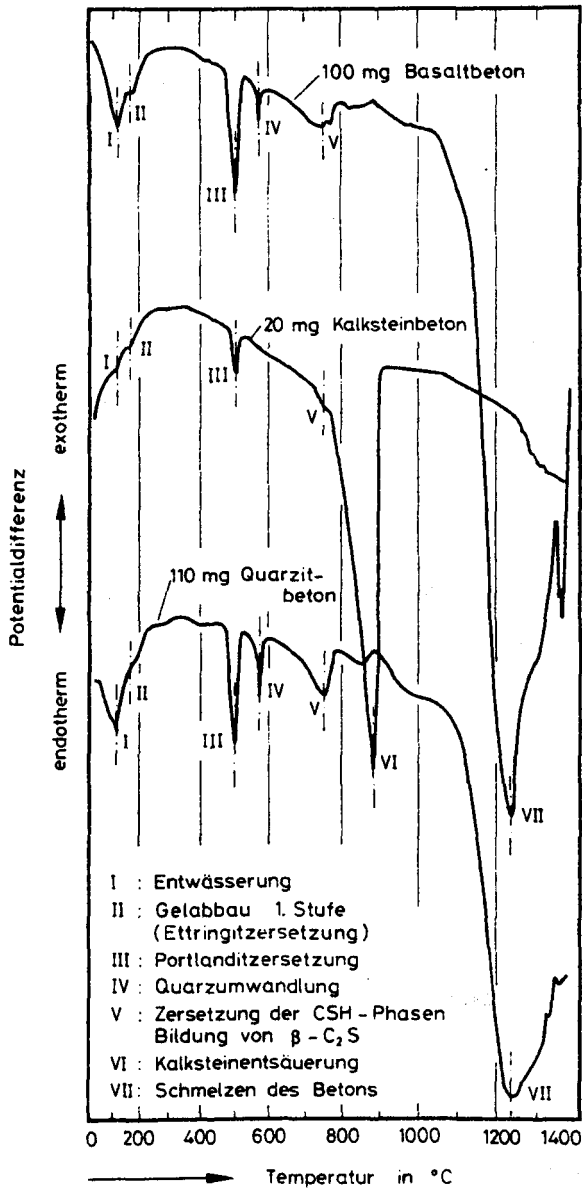


Bild 2.1: Differentialthermoanalyse von Normalbeton mit verschiedenen Zuschlägen

Die Analysen zeigen deutlich die folgenden mit einer Wärmetönung verbundenen Reaktionsabläufe:

- Entwässerung bei etwa 100 °C
- Gelabbau (Dehydratation 1. Stufe) bei 180 °C
- Portlanditzersetzung bei 500 °C
- Quarzumwandlung bei 570 °C
- Zersetzung der CSH- Phasen ab 700 °C
- Kalksteinentsäuerung ab 800 °C
- Beginn des Schmelzens ab 1150 - 1200 °C.

Quantitativ lassen sich vor allem solche Reaktionen verfolgen, die mit einem Massenumsatz, der sich in einer deutlichen Gewichtsänderung äußert, verbunden sind. Entsprechende Untersuchungen wurden mit Hilfe einer Groß-Thermowaage für Beton durchgeführt. Das Bild 2.2 zeigt die Meßergebnisse von solchen thermogravimetrischen Untersuchungen. Dargestellt ist auf der Y- Achse der Gewichtsverlust (bezogen auf die Einwaage) von drei portlandzementgebundenen Betonen mit quarzitischen, basaltischen bzw. kalzitischen Zuschlägen über der Temperatur. Als Proben dienten kleine Betonzylinder ($D=12\text{mm}$, $l=40\text{mm}$), die durch Ausbohren aus dicken Betonscheiben gewonnen wurden. Die Bohrkerne wurden ebenso wie zuvor die Betonscheiben bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte bis unmittelbar vor Versuchsbeginn im Klimaraum gelagert. Bild 2.2 zeigt deutlich, daß schon bei Temperaturen unterhalb von 100 °C ein Gewichtsverlust im Beton auftritt, der dem Verdunsten von Wasser aus den Grobproben zuzuordnen ist. Knapp oberhalb von 100 °C setzt dann verstärkt ein Gewichtsverlust durch Verdampfen des Grobporenwassers ein. Die Steigungen der Kurven verlaufen bis ca. 200 °C nahezu konstant und sind nahezu unabhängig vom Druck in der Thermowaage (35mbar, Atmosphärendruck). Ein diskreter Siedepunkt wird anhand des Thermogrammes nicht erkennbar. Das resultiert einmal daraus, daß bei der gewählten Aufheizgeschwindigkeit von 5 K/min ein Temperaturgradient in Richtung Probenkörperachse den Siedepunkt verschmiert und daß zum anderen für jedes Volumenelement konstanter Temperatur aufgrund der unterschiedlichen Porengrößen ein ganzes Spektrum von Siedepunkten (je nach Porenradius entsprechend den Kapillarkräften) existiert. Desweiteren sind Stoff- und Wärmetransport gekoppelte Phänomene, so daß auch aufgrund der endlichen Wärmeleitfähigkeit des Betons im Versuch kein ausgeprägter Siedepunkt auftreten kann.

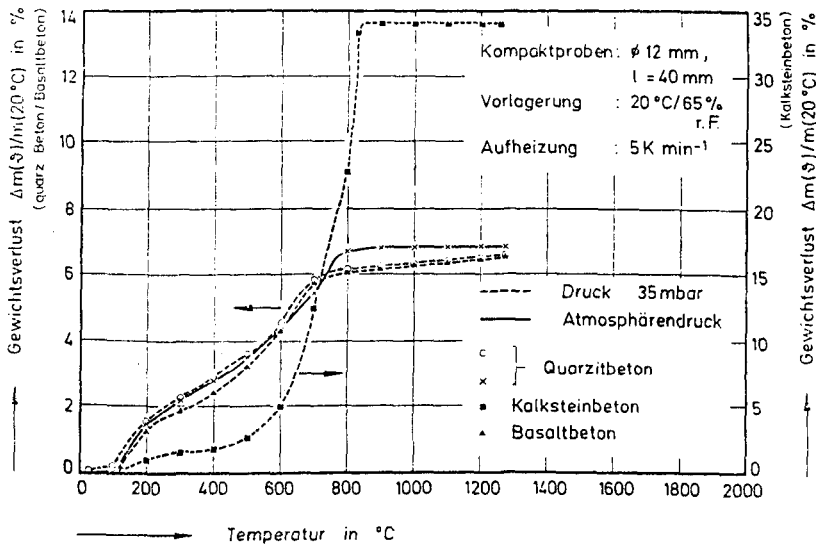


Bild 2.2 : Thermogramme von portlandzementgebundenen Normalbetonen

Oberhalb von 220 °C verlaufen die Kurven etwas flacher. Bei diesen Temperaturen wird vor allem das Wasser aus den feineren Poren freigesetzt. Desweiteren wird auch chemisorbiertes Wasser desorbiert (Gelabbau, Dehydratation 1. Stufe).

Die freigesetzten Wassermengen betragen bis 500 °C etwa 2 bis 4 Gew.-% (= 50 - 100 l Wasser/m³ Beton). Bei der Bewertung dieser Angabe ist zu beachten, daß die geprüften Betonproben bei 20°C und 65 % rel. Feuchte gelagert wurden. Das Betonalter betrug jeweils mehr als 100 Tage. Selbstverständlich sind auch die Zementart und der Wasser/Zement-Wert bei solchen Untersuchungen zu berücksichtigen, worauf hier jedoch nicht weiter eingegangen werden kann.

Im Temperaturbereich von 500 °C bis ca. 700 °C nimmt der Gewichtsverlust noch einmal deutlich zu. Ursache dafür ist neben der Portlandzersetzung ($\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$) bei 450°C - 550°C, die Zersetzung der CSH-Phasen mit anschließender Bildung von $\beta\text{-C}_2\text{S}$. Beide Reaktionen sind mit einer Wasserabgabe verbunden. Sie liegt in der Größenordnung von 3 Gew.-% (= ca.

75 l Wasser/m³ Beton). Neben den bisher diskutierten Phänomenen tritt bei einigen Betonzuschlägen (z.B. bei Serpentin) die Abgabe von zeolithisch gebundenen bzw. chemisorbiertem Wasser auf, die zugehörigen Entwässerungsreaktionen laufen je nach Bindungsstärke im Temperaturbereich von 120 - 600°C ab.

Betone mit Kalksteinzuschlägen zeigen bei Temperaturen oberhalb von 600 °C einen zusätzlichen Gewichtsverlust. Ursache dafür ist die Kalksteinsäuerung ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$), bei der 44 Gew.-% des CaCO_3 als CO_2 abgegeben werden können. Der gesamte Gewichtsverlust des hier untersuchten Kalksteinbetons beträgt entsprechend Bild 2.2 34 Gew.-%, davon sind etwa 5 bis 6 % auf die Wasserfreisetzung zurückzuführen.

Im Temperaturbereich von 900 °C bis zum Einsetzen des Schmelzens bei ca. 1150 - 1200 °C ist bei den untersuchten Proben kein meßbarer Gewichtsverlust mehr aufgetreten. Bei einigen Schmelzen ist jedoch ein Aufblähen der Betonzuschläge (z.B. Basalt), beobachtet worden. Die Bläherscheinungen wurden offenbar durch entweichende Gase hervorgerufen.

Im Hinblick auf eine rechnerische Vorhersage des thermischen Verhaltens von massigen Bauteilen interessieren nicht nur die umgesetzten Massen, sondern auch die bei den einzelnen Reaktionen umgesetzten Wärmemengen. In den Tabellen 2.1 und 2.2 sind die im Beton ablaufenden Reaktionen mit den dazugehörigen Temperaturbereichen, Reaktions- bzw. Umwandlungswärmen und den umgesetzten Massen zusammengestellt. Es wurde jeweils ein kalzitischer und ein quarzitischer Massenbeton mit Hochofenzement betrachtet (Zementgehalt: 350 kg/m³, Sand: 275 kg/m², Kies und Sand oder Splitt und Brechsand: 1600 kg/m³, Gesamtwasser: 170 kg/m³, EFA-Füller: 50 kg/m³), außerdem wurde bei den Berechnungen vorausgesetzt, daß es sich bei den Betonen um Massenbetone mit nahezu 100%iger Wassersättigung handelt.

Im Bereich der Verdunstung bzw. Verdampfung von physikalisch gebundenem Wasser ist bei Beton mit erheblicher Wasserfreisetzung zu rechnen. Es verdunsten zunächst aus den größeren Poren im oberflächennahen Bereich größere Mengen Wasser. Ab 100°C setzt dann verstärkt die Verdampfung des Wassers ein. Das Wasser wird dabei durch erhöhte Dampfdrücke (> 760 Torr) auch aus oberflächenferneren Bereichen vergleichsweise rasch ausgetrieben (Dampfströmung). Die Ausdampfrate kann bei rascher Aufheizung beträchtliche Werte annehmen. So wurden an einem Massenbetonprobekörper (Gewicht ca. 11 Mg) Ausdampfraten von 2,5 l/m²h gemessen (Temperaturanstiegsgeschwindigkeit ca. 40°C/h auf der heißen Betonoberfläche) /2/.

Ab 120°C beginnt die Abgabe von in den kleineren Poren physikalisch gebundenem bzw. chemisorbiertem Wasser. Im Bereich von 600°C ist dieser Vorgang nahezu abgeschlossen. Nach den vorliegenden Messungen können bis 120°C aus wassersattem Beton ca. 130 kg Wasser/m³ ausgetrieben werden. Im Bereich 120 bis 600°C sind dann noch einmal 50 - 60 kg Wasser/m³ Beton zu erwarten. Als Umwandlungswärme wurde näherungsweise die Verdampfungswärme von Wasser angenommen (was streng genommen nur für den Temperaturbereich unterhalb 120°C gilt, da z.B. für chemisorbiertes Wasser noch die Bindungsenergie zur Desorption zugeführt werden muß). Pro m³ Beton ergeben sich damit Reaktionswärmen von ca. 290 MJ für die Entwässerung bis 120°C und ca. 135 MJ für die Entwässerung im Bereich 120 - 600°C.

Im Temperaturbereich von 30°C bis 300°C findet parallel zur Entwässerung ein Abbau des Zementsteins statt (Dehydratation 1. Stufe). Das Maximum der Abbaurate liegt bei ca. 180°C. Bei der Berechnung der Umwandlungswärmen wurde davon ausgegangen, daß ca. 20% (näherungsweise der Anteil von β -C₂S im Zementstein) an diesen Abbaureaktionen beteiligt sind. Als Reaktionswärme wurde die Hydratationswärme von β -C₂S (ca. 250 kJ/kg) angenommen /3/. Für diese 1. Stufe des Gelabbaus müssen dem Beton somit ca. 20 MJ/m³ zugeführt werden.

Im Temperaturbereich von 450 - 550°C tritt bei portlandzementgebundenen Betonen die Zersetzung des Portlandits auf ($\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$, Reaktionswärme ca. 1000 kJ/kg). Die Menge des sich bei der Hydratation des Betons bildenden Portlandits beträgt für einen Beton mittleren Zementgehalts etwa 80 kg. Bei Hochofenzementen (= 64 - 15 % Portlandzementklinker + 36 - 85 % Hüttensand, werkmäßig zusammen vermahlen) bildet sich nur aus den Klinkerphasen des Portlandzements Ca(OH)_2 , d. h., daß der Gehalt an Ca(OH)_2 - bezogen auf die bei der Zersetzung anfallende Menge CaO - deutlich unter 80 kg/m³ liegt. Die zugehörige Reaktionswärme von 80 MJ/m³ gibt also nur einen oberen Grenzwert an.

Bei 570°C tritt die α - β -Quarzinversion auf. Diese Kristallumwandlung ist reversibel und endotherm. Sie ist mit einer Umwandlungswärme von 5,9 kJ/kg SiO₂ verknüpft. Unter der Annahme, daß ca. 75% der zugesetzten quarzitischen Zuschläge an der Umwandlung beteiligt sind, ergeben sich Umwandlungswärmen von 8,8 MJ/m³ für den quarzitischen und ca. 1,2 MJ/m³ für den kalzitischen Beton.

Eine weitere Zersetzung des Zementsteins tritt zwischen 600 und 700°C auf (Zersetzung der CSH-Phasen und Bildung von β -C₂S). Da Hochofenzement durchschnittlich 60% C₃S enthält und die Hydratationswärme ca. 500 kJ/kg

Tabelle 2.1: Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen von kalzitischem Beton (Massenbeton) auf Hochofenzementbasis

Temperaturbereich [°C]	Umwandlungs- oder Zersetzungsreaktion	Wärmetönung	Reaktions-/Umwandlungswärme [kJ/kg]	Reaktions-/Umwandlungswärme [MJ/m ³ Beton]	umgesetzte Menge
30 - 120	Verdunstung bzw. Verdampfung von physikalisch gebundenem Wasser	endotherm	Verdampfungswärme von Wasser ca. 2258	290	ca. 130 kg Wasser
30 - 300	Gelabbau, Dehydration 1. Stufe	endotherm	Hydratationswärme ca. 250	20	< 78 kg "Zementstein"
120 - 600	Abgabe von zeolithisch gebundenem bzw. chemisorbiertem Wasser	endotherm	Verdampfungswärme von Wasser > 2258	135	ca. 60 kg Wasser
450 - 550	Portlandzersetzung $\text{Ca(OH)}_2 + \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$	endotherm	ca. 1000	< 80	< 80 kg CaO
570	Quarzumwandlung $\alpha + \beta\text{SiO}_2$	endotherm	5,9	1,2	ca. 200 kg Quarzit
600 - 700	Zersetzung der CSH-Phasen Bildung von $\beta\text{-C}_2\text{S}$	endotherm	Hydratationswärme ca. 500	120	< 240 kg "Zementstein"
um 780	Rekristallisation der Reste der glasartig erstarrten Hochofenschlacke	exotherm	Rekristallisationswärme ca. 50	5	< ca. 100 kg unhydratisierter Hüttensand
600 - 900	Entsäuerung des Kalksteins $\text{CaCO}_3 + \text{CaO} + \text{CO}_2$	endotherm	Zersetzungswärme 1637	2.360	1600 kg Kalkstein CaCO_3 -Anteil ca. 90 %
ab 1100 - 1200	Schmelzen des Betons Bildung glasartiger Substanzen	endotherm	Schmelzwärme ca. 750 (500 - 1000)	1.125	ca. 1500 kg Beton

Tabelle 2.2: Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen von quarzitischem Beton (Massenbeton) auf Hochofenzementbasis

Temperaturbereich [°C]	Umwandlungs- oder Zersetzungsreaktion	Wärmetönung	Reaktions-/Umwandlungswärme [kJ/kg]	Reaktions-/Umwandlungswärme [MJ/m ³ Beton]	umgesetzte Menge
30 - 120	Verdunstung bzw. Verdampfung von physikalisch gebundenem Wasser	endotherm	Verdampfungswärme von Wasser ca. 2258	290	ca. 130 kg Wasser
30 - 300	Gelabbau, Dehydratation 1. Stufe	endotherm	Hydratationswärme ca. 250	20	< 78 kg "Zementstein"
120 - 600	Abgabe von zeolithisch gebundenem bzw. chemisorbiertem Wasser	endotherm	> 2258	135	ca. 60 kg Wasser
450 - 550	Portlanditzersetzung $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$	endotherm	ca. 1000	< 80	< 80 kg CaO
570	Quarzumwandlung $\alpha \rightarrow \beta\text{SiO}_2$	endotherm	5,86	8,8	ca. 1500 kg Quarzit
600 - 700	Zersetzung der CSH-Phasen Bildung von $\beta\text{-C}_2\text{S}$	endotherm	Hydratationswärme ca. 500	120	< 240 kg "Zementstein"
um 780	Rekristallisation der glasartig erstarrten Hochofenschlacke	exotherm	Rekristallisationswärme ca. 50	5	ca. 100 kg
ab 1100 - 1200	Schmelzen des Betons, Bildung glasartiger Substanzen	endotherm	Schmelzwärme ca. 1750 (500 - 1000)	1575	ca. 2100 kg Beton

beträgt, ist mit einer Umsetzung von ca. 120 MJ/m^3 Beton zu rechnen.

Um 780°C ist mit der Rekristallisation des unhydratisierten Hüttensandes zu rechnen. Selbst wenn man annimmt, daß der außerordentlich hohe Anteil von 100 kg Hüttensand nicht hydratisiert war, ergibt sich nur eine exotherme Reaktionswärme von 5 MJ/m^3 . Im Temperaturbereich zwischen 600 und 900°C beginnt die Entsäuerung des Kalksteins ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$). Die Dissoziationswärme ist temperatur- und druckabhängig und beträgt bei 900°C und 1 bar ca. 1637 kJ/kg Kalkstein /4/. Die Zersetzungsgeschwindigkeit und die Zersetzungstemperatur sind nicht nur stark temperatur- und druckabhängig, sondern sie werden auch vom Gehalt an SiO_2 , das immer im Kalkstein vorhanden ist, beeinflusst. Bei einem Partialdruck des CO_2 von 760 Torr kann die Zersetzungstemperatur den Bereich von 850°C (reiner Kalkstein) bis 560°C ($\text{CaCO}_3 + \text{SiO}_2$) überstreichen /4/. Für kalzitischen Beton ist insgesamt etwa mit einer Dissoziationswärme von 2360 MJ/m^3 zu rechnen. Dabei wird vorausgesetzt, daß der Kalkstein zu ca. 90% aus CaCO_3 besteht. Es entstehen dabei ca. 630 kg CO_2 , die bei 900°C und 760 Torr ein Volumen von 1400 m^3 einnehmen!

Ab ca. $1150 - 1200^\circ\text{C}$ beginnen einige Bestandteile des Betons zu schmelzen. Über den Schmelzvorgang selbst und die dabei entstehenden Phasen ist in der Literatur nur wenig bekannt. Es scheint aufgrund der berichteten Fälle jedoch festzustehen, daß die Verflüssigung des Betons mit dem Aufschmelzen der Zementsteinmatrix beginnt und erst im Anschluß daran die Zuschlagsteine schmelzen /5,6,7/.

Reiner dehydratisierter Zementstein, der chemisch gesehen die Hauptbestandteile Kalk ($63-71\%$), Kieselsäure ($18-30\%$), Tonerde und Eisenoxid ($5-15\%$) enthält, beginnt etwa bei 1200°C /8/ zu schmelzen. Der Schmelzpunkt hängt wesentlich von den Gehalten an Al_2O_3 und Fe_2O_3 ab. So kann beispielsweise bei Eisenoxidgehalten über 7% die Schmelztemperatur unter 1200°C sinken. Ebenso werden bei der Reaktion des Kalk (CaO) mit SiO_2 und Al_2O_3 bei Al_2O_3 -Gehalten von 15 bis 35% im Dreiphasensystem zwei eutektische Gebiete mit Schmelzpunkten bei 1170°C und 1265°C durchlaufen /4/. Weitere Elemente und Verbindungen, die in Spuren immer in den Klinkermineralen vorhanden sind, erniedrigen den Schmelzpunkt weiter, so daß mit dem Auftreten erster Schmelzinseln bei Temperaturen um 1100°C zu rechnen ist.

Schmelzpunkte der Zuschlagsteine variieren stark (vgl. Tabelle 2.3) /9,10,11/. Basalt liegt mit einem Schmelzpunkt von 1060°C an der unteren Grenze aller Gesteine, während Quarzit erst ab ca. 1700°C schmilzt. Der

Quarzit erfährt jedoch bei seiner Erwärmung eine Reihe von Umwandlungen. Der Tieftemperaturquarz (α -Quarz) des Gesteins wandelt sich beim Überschreiten von 575°C spontan in die β -Quarzmodifikation um (vgl. Bild 2.1). Bei Temperaturen zwischen 1000 und 1200°C verändert sich der β -Quarz langsam (irreversibel) unter völliger Strukturzerstörung in eine feinkristalline Masse der kubischen SiO_2 -Modifikation α -Christobalit unter dem Einfluß der Beimengungen (besonders von Alkalien und Erdalkalien) in α -Tridymit um. Bei 1470°C erfolgt eine langsame Rückbildung in den stabilen α -Christobalit und ab 1700°C erfolgt dann das Schmelzen.

Tabelle 2.3: Schmelzpunkte von Zuschlaggesteinen

Gesteinsart	Schmelzpunkt
Rhyolit	1260°C
Granit	1210-1260°C
Plauenscher Syenite	1165-1175°C
Tonalit	1150°C
Diorit	1125-1150°C
Quarz-Diabase	1085-1105°C
Dolerit	1100-1100°C
Andesit	1095-1125°C
Gabbro	1085°C
Dolerit	1070°C
Basalt	1060°C
Quarzit	1700°C

Bei Vorhandensein von Schmelzinseln des dehydratisierten Zementsteins kann schon aufgrund der Zusammensetzung der Schmelzen in den Kontaktzonen ein Anschmelzen der quarzitisches Zuschläge bei niedrigen Temperaturen erfolgen. Bei Zusatz von 1% Al_2O_3 wird die Übergangstemperatur Quarz - SiO_2 -Glas auf 1315°C gesenkt /12/. Ebenso beschleunigen CaO , B_2O_3 , P_2O_5 und Na_2CO_3 das Entstehen der glasigen Phase.

Kalzitische Zuschläge zersetzen sich im Temperaturbereich von 600 - 900°C (vgl. Tab. 2.2). Das sich bildende CaO hat in reiner Form den außerordentlich hohen Schmelzpunkt von 2570°C. Bei Vorhandensein von Eisenoxid und Kieselsäure (aus den Feinzuschlägen, dem Zement bzw. CaO -Verunreinigungen) wird der Schmelzpunkt u. U. jedoch durch die Bildung verschiedener Kal-

ziumsilikate bzw. Kalkferrite auf Temperaturen unter 1400°C abgesenkt.

Die für den Übergang Beton - Betonschmelze aufzubringende latente Wärme wird in der Literatur /5/,/6/,/7/ manchmal als Schmelzwärme bezeichnet. In Wirklichkeit läuft aber gerade in dem Temperaturbereich, in dem das Schmelzen beobachtet wird, eine ganze Reihe von Reaktionen ab, die wiederum selbst mit Umwandlungswärmen verbunden sind, wobei die Umwandlungswärmen u. U. weit höher sein können als die eigentliche Schmelzwärme. Der Wärmehaushalt während des Schmelzens von Beton wurde dahingehend bislang noch nicht untersucht.

Hildenbrand und Mitarbeiter /7/ geben als "Schmelzwärme für silikatischen Beton" 204 kJ/kg an, ein Wert, der dem Schmelzen von Quarz (237 kJ/kg) recht nahe kommt. Muir /5/ und Chu /6/ geben eine "effective latent heat", das ist die Summe aller Dehydratations- und sonstiger Umwandlungswärmen einschließlich der Schmelz- und Lösungswärmen von 2560-3600 kJ/kg an. Zieht man davon die gesamte Dehydratationswärme ab (sie beträgt nach Hildenbrand et al. /7/ 445 kJ/kg bzw. nach eigenen Messungen 263 kJ/kg), so dürfte die "effektive Schmelzwärme" des Betons zwischen 2000 und 3000 kJ/kg liegen! Unter "effektiver Schmelzwärme" ist dabei die gesamte latente Wärme zu verstehen, die dazu benötigt wird, um den dehydratisierten und (bei Betonen mit kalzitischen Zuschlägen) dekarbonatisierten Beton am Schmelzpunkt vom festen in den flüssigen Zustand zu überführen.

Für kalzitischen Beton geben Muir /5/ und Chu /6/ ebenfalls eine "effektive latent heat" von 2560 - 3600 kJ/kg an. Nach Abzug der Dehydratations- und Dekarbonisierungswärmen ergäbe das "effektive Schmelzwärmen" von 1300 - 2300 kJ/kg. Hildenbrand et al. /7/ stellen beim Schmelzen von kalzitischem Beton eine exotherme Reaktion fest, die sie der Bildung von Kaziumsilikaten zuordnen. Als Reaktions- und Schmelzwärme finden sie -1100 kJ/kg! Wir sind aufgrund von Analogiebetrachtungen zur Glas- und Zementherstellung zu dem Schluß gekommen (vgl. auch /13/), daß die "effektive Schmelzwärme" von Beton, und zwar sowohl des kalzitischen als auch des quarzitisches Betons, in der Größenordnung 500 bis 1000 kJ/kg dehydratisiertem und dekarbonatisiertem Beton liegt.

2.2 Ausdehnungsverhalten

Neben chemischen Zersetzungsreaktionen und Phasentransformationen sind vor allem Unterschiede im thermischen Ausdehnungsverhalten der verschiedenen Zuschläge und des Zementsteins als Ursache für Veränderungen der inneren Struktur, der thermischen Eigenschaften und des Festigkeits- und Verformungsverhaltens des Betons anzusehen. Dies wird anhand von Bild 2.3 deutlich, das die thermische Ausdehnung von Zementstein und verschiedenen Zuschlägen zeigt.

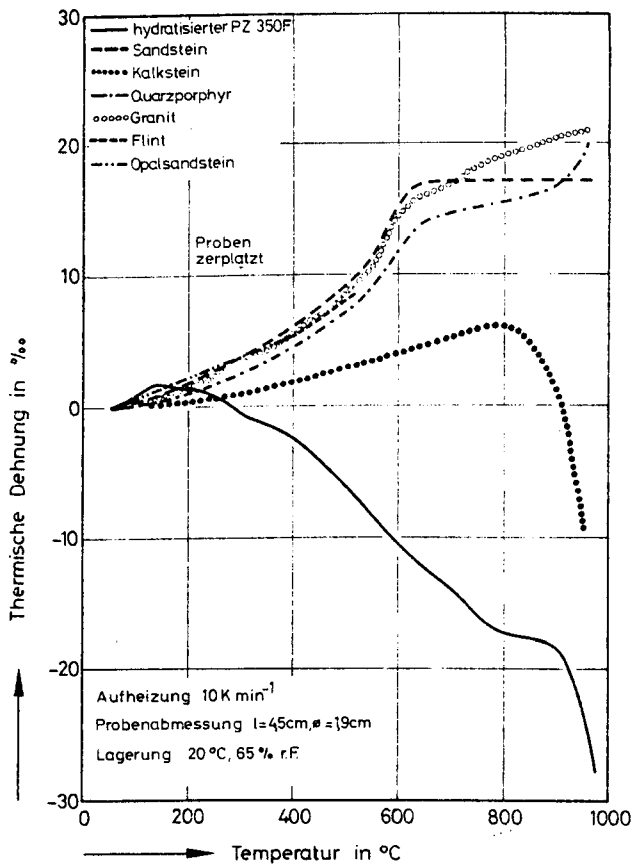


Bild 2.3: Thermische Dehnung verschiedener Zuschläge im Vergleich zu hydratisiertem Portlandzement.

Der Zementstein dehnt sich bis etwa 100°C etwas stärker aus als die Zuschläge. Ursache dafür ist die starke Expansion des Porenwassers, die etwa dreimal so groß ist wie die Ausdehnung von silikatischen Zuschlägen. Oberhalb 100°C, wenn die Porenwasserverdampfung einsetzt, beginnt der Zementstein zu schrumpfen. Das Schrumpfen erreicht bei 700°C etwa 2%, und steht hier im Zusammenhang mit der Zersetzung der CSH-Phasen. Bei Temperaturen um 1000°C verkürzt sich der Zementstein infolge von Sinterprozessen und einsetzendem Schmelzen weiterhin /1/.

Im Gegensatz dazu dehnen sich die Zuschläge im gesamten Temperaturbereich aus. Die silikatischen Zuschläge wie Quarzporphyr, Granit, Opalsandstein und Flint zeigen in der Nähe von 600°C einen durch die Quarzinversion verursachten sehr steilen Anstieg der thermischen Dehnung. Der Kalkstein zeigt wie allgemein bekannt, die niedrigste thermische Ausdehnung. Ab etwa 800°C setzt durch die Kalksteinentsäuerung ein Schrumpfen des Kalksteins ein.

Für das Ausdehnungsverhalten von Beton ist auch im Hochtemperaturbereich das Ausdehnungsverhalten der Grobzuschläge von entscheidender Bedeutung, da die Grobzuschläge volumen- und gewichtsmäßig den überwiegenden Anteil des Betons ausmachen. Die thermische Dehnung von silikatischen und kalkzementischen Betonen zeigen die Bilder 2.4 und 2.5.

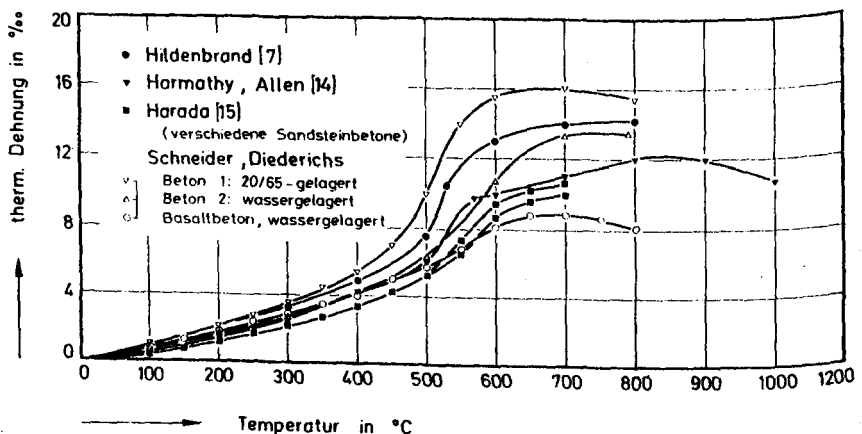


Bild 2.4: Thermische Ausdehnung von silikatischen Betonen

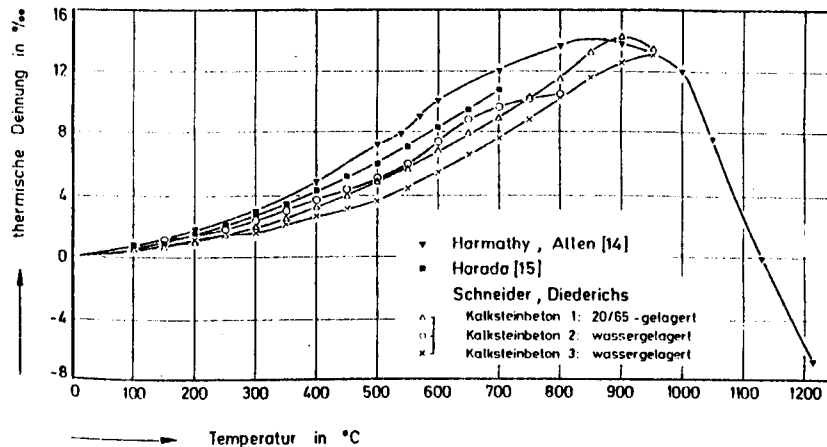


Bild 2.5: Thermische Ausdehnung von Kalksteinbetonen

Bis etwa 900°C steigen die Kurven der kalzitischen Betone nahezu monoton an. Mit zunehmender Kalksteinentsäuerung fällt die thermische Dehnung dann wieder ab. Sie kann je nach Anteil sowie Reinheit des Kalksteins bzw. der Art seiner Verunreinigungen, im Temperaturbereich von 1000°C - 1300°C bis auf Null zurückgehen. Bei weiterer Temperatursteigerung nimmt die Porosität des Branntkalks durch Sinterprozesse weiter ab. Die thermische Dehnung verläuft analog, d.h. das Material verdichtet sich. Mit Beginn des Schmelzens tritt eine weitere Verdichtung ein.

Nimmt man die Dichte von geschmolzenem Glas ($\rho = 2,2 \text{ g/cm}^3$) für geschmolzenen Beton als Endzustand der Schmelze an, so errechnet sich ausgehend von der Masse und dem Volumen des Betons bei Raumtemperatur, eine Materialschrumpfung bis zum Schmelzpunkt von etwa 100%! Die Schmelze dehnt sich wahrscheinlich mit ca. $10 \times 10^{-6}/\text{K}$ aus. Im Temperaturbereich unterhalb 900°C ergeben sich Unterschiede in den thermischen Dehnungen vor allem aus dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons, der Reinheit des Kalksteins sowie des Anteils an quarzitischen Feinzuschlägen. So erhält Harmathy /14,17/ offenbar infolge eines zufälligen Quarzanteils (vgl. Bild 2.5, deutlicher Quarzsprung bei 570°C) der Betonmischung auch die höchste

Ausdehnung. Als untere Grenze für die thermische Dehnung eines Kalksteinbetons dürften die Werte der wassergelagerten Betonmischung 3 (Schneider et al. /16,18/) anzusehen sein. Im unteren Temperaturbereich hängt der Ausdehnungskoeffizient übrigens sehr stark vom Wassergehalt ab. Hilsdorf et al. /19/ kommen nach sehr sorgfältigen Messungen an getrockneten und feuchten Kalksteinbetonen zu dem Schluß, daß getrocknete Proben eine erheblich höhere thermische Dehnung im unteren Temperaturbereich aufweisen als feuchte. Die thermische Dehnung quarzitischer Betone zeigt tendenzmäßig die gleichen Temperaturabhängigkeiten. Sie ist jedoch im Vergleich zum Kalkstein infolge der höheren thermischen Dehnung des Quarzits etwa doppelt so hoch (vgl. Bild 2.5). Außerdem tritt infolge der Quarzumlagerung bei 570°C ein zusätzlicher steiler Dehnungsanstieg auf. Basaltbetone zeigen ein etwas abweichendes Verhalten, denn im Gegensatz zu den grobkristallinen Quarziten hat das Basaltgestein einen mikrokristallinen Aufbau. Das äußert sich besonders im Fehlen des Quarzsprunges und der geringeren thermischen Dehnung des Gesteins.

Ab etwa 700°C zeigen auch die silikatischen Betone ein geringes Schrumpfen, das zunächst auf das Schrumpfen des Zementsteins mit anschließender Zersetzung der CSH-Phasen zurückzuführen ist. Oberhalb von 1100°C dürften dann zunächst Sinterprozesse, daran anschließend die Schmelzprozesse einsetzen. Die silikatische Betonschmelze hat ebenso wie die Betonschmelze von kalzitischen Betonen eine Dichte von etwa $2,2 \text{ g/cm}^3$ (vgl. Abschnitt 2.5). Damit wäre dann bis zum vollständigen Erschmelzen eine Material-schrumpfung zu erwarten, die von der Ausgangsdehnung bei 20°C nur sehr gering abweichen dürfte. Durch umfangreiche Messungen anderer Autoren (s.z.B. /20/, /21/, /22/) werden diese Annahmen weitestgehend gestützt.

2.3 Strukturveränderungen

Die in Kapitel 2.1 und 2.2 diskutierten thermisch aktivierten Reaktionen führen zu einer deutlichen Änderung der inneren Struktur der Betone und seiner Komponenten. Die Strukturänderungen lassen sich direkt durch rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen nachweisen /23,24/. Diese Methoden haben jedoch den Nachteil, daß die gewonnenen Informationen aus sehr kleinen, meistens nicht repräsentativen Ausschnitten der Gesamtstruktur stammen.

Bei indirekten Untersuchungsmethoden -wie N_2 - Sorption und Quecksilberporosimetrie- entfällt dieser Nachteil. Durch eine große Zahl von Versuchen konnte gezeigt werden, daß mit solchen Methoden die Messung der Porenvolumina und der spezifischen Oberflächen von Beton gut möglich ist. Insbesondere gestatten sie eine zuverlässige Erforschung der Temperatureinwirkung auf Zementstein, Mörtel und Beton im Hinblick auf innere Strukturänderungen.

2.3.1 Stickstoffsorption

Zur Bestimmung spezifischer Oberflächen und Porenvolumina im Porenradiusbereich von 20 bis 300 Å ist die Aufnahme von Isothermen der physikalischen Gasadsorption und -desorption notwendig. Als Adsorptive können die verschiedensten Gase verwendet werden; bei der Untersuchung erhärteter Portlandzementpasten oder Kalziumsilikathydrate wurde bislang vorwiegend Wasserdampf oder Stickstoff verwendet. Beide Adsorptive liefern für Beton bzw. für Zementstein jedoch unterschiedliche Oberflächenwerte. In der vorliegenden Untersuchung mußte Wasserdampf als Adsorptiv von vornherein ausgeklammert werden, weil die Messungen an ausgeheizten Betonproben durchgeführt werden sollten. Wasserdampf würde in diesem Fall zu Rehydrationsreaktionen und damit zu nachträglichen Veränderungen der Struktur führen, die in diesem Zusammenhang unerwünscht sind. Als Adsorptiv wurde daher Stickstoff verwendet.

Prinzipien der Meßmethode

Adsorption ist ein Phänomen, bei dem Moleküle an der Oberfläche von Festkörpern angelagert werden. Die Adsorption kann physikalischer oder chemischer Natur sein, üblicherweise treten beide Phänomene gleichzeitig,

aber mit unterschiedlicher Intensität auf. Physikalische Adsorption unterscheidet sich von chemischer in folgenden Punkten:

- die Anlagerungsenergien sind erheblich geringer,
- sie ist wenig stoffspezifisch, weil die verursachenden, schwachen Bindungskräfte von "van der Waals"-Natur sind,
- bei tiefen Temperaturen kommt es schnell zu einem Gleichgewichtszustand im Gegensatz zur langsamen Chemisorption,
- bei physikalischer Adsorption werden Gase molekular angelagert, bei chemischer Adsorption in atomarer Form.

Physikalische Adsorption wird durch die Oberflächenatome von Festkörpern, die in der Regel freie Valenzen besitzen, verursacht, in dem über van der Waals-Kräfte flüssige oder gasförmige Moleküle gebunden werden. Bei Festkörpern mit unregelmäßiger Oberfläche und großem Porensystem tritt dieses Phänomen besonders deutlich auf. Bei Adsorption stellt sich immer ein Gleichgewichtszustand ein. Die adsorbierte Gasmenge ist dann eine Funktion der Temperatur, des Druckes und der Eigenschaften von Adsorbens und Adsorptiv. Bei konstanter Temperatur und konstantem Druck erhält man deshalb eine Beziehung zwischen Adsorbens- und Adsorptiveigenschaften.

Wenn $V_{\text{Ads.}}$ das gewichtsbezogene Gasvolumen ist, das bei 0°C und 760 Torr adsorbiert wird, so ist $V_{\text{Ads.}}$ eine Funktion des Druckes p und der Temperatur T :

$$V_{\text{Ads.}} = f(p, T) \quad (2.1)$$

Halten wir die Temperatur konstant, so gilt:

$$V_{\text{Ads.}} = f(p) ; T = \text{const.} \quad (2.2)$$

Die adsorbierte Gasmenge steigt mit wachsendem Druck und fällt mit sinkendem Druck. Durch Aufnahme einer physikalischen Gasadsorptions- bzw. Desorptionsisotherme können unter Verwendung bekannter Theorien Festkörpereigenschaften wie spez. Oberfläche und Porenvolumen aus dem Verlauf dieser Funktion bestimmt werden.

Auswerteverfahren

Während des Adsorptionsvorganges werden innere und äußere Oberflächen einer Festkörperprobe mit N_2 -Molekülen bedeckt. Bei höheren Drücken tritt

sog. Kapillarkondensation auf, d.h. Poren der Probe werden schlagartig mit flüssigem Stickstoff gefüllt /25/. Bei der anschließenden Desorption werden die Poren wieder entleert, dabei tritt i.A. eine Hysterese zwischen den beiden Sorptionszweigen auf, sofern das Adsorbens Poren im Bereich von 20 - 300 Å enthält. Bei rel. Drücken $p/p_0 < 0,3$ fallen im allgemeinen beide Zweige zusammen und bilden eine Gerade (p_0 : Sättigungsdampfdruck).

BET - Gerade, spez. Oberfläche

Nach der Theorie von Brunauer, Emmet und Teller /26/ läßt sich in einem Bereich des unteren Drittels der Sorptionsisothermen ($0,1 < p/p_0 < 0,3$) aus der sorbierten Stickstoffmenge die sogenannte BET-Oberfläche berechnen, die unter gewissen Voraussetzungen mit der spezifischen Oberfläche übereinstimmt. In dieser Theorie wird das untere Drittel der Isothermen durch eine lineare Funktion beschrieben, die BET-Gerade:

$$\frac{p}{(p-p_0)V_{\text{Ads.}}} = m \frac{p}{p_0} + b \quad (2.3)$$

m = Steigung

$V_{\text{Ads.}}$ = adsorbierte Sorbatmenge in cm^3

b = Achsenabschnitt

p = Druck in Torr

p_0 = Sättigungsdampfdruck des Meßgases in Torr

Aus den Konstanten m und b läßt sich nach Brunauer et al. /26/ die spez. Oberfläche der Poren berechnen:

$$\Theta = V_M \frac{N_L \cdot A}{g} \quad (2.4)$$

$$V_M = \frac{1}{m+b} \quad (2.5)$$

V_M = Volumen der adsorbierten, monomolekularen Schicht

N_L = Loschmidt'sche Zahl

A = Fläche, die ein N_2 - Molekül bedeckt in m^2

Θ = Oberfläche in m^2

g = Gewicht der Probe in Gramm

Bei den von uns durchgeführten Messungen wird das untere Drittel der bei flüssiger N_2 -Temperatur aufgenommenen Isothermen mit mehr als 15 Meßpunkten belegt, durch die eine Ausgleichsgerade gelegt wird. Aus Steigung m und Achsenabschnitt b bestimmt sich V_M , woraus die spez. Oberfläche berechnet wird.

Kelvingleichung- Porenvolumen

Kommt ein Gas mit einem Festkörper in Berührung, so entstehen zwei Phasen, die adsorbierte und die gasförmige. Es wird angenommen, daß ein kontinuierlicher Übergang des chemischen Potentials der adsorbierten Phase zum chemischen Potential der kondensierten Phase stattfindet, wenn die monomolekulare Adsorptschicht auf einer ebenen Oberfläche genügend dick anwächst.

Die Adsorptschicht im Porensystem eines Festkörpers unterscheidet sich von der auf einer ebenen Oberfläche infolge der Krümmung der Adsorpt/Gasgrenzfläche. Dies führt zu einem labilen Gleichgewicht; mit zunehmendem Druck und gleichfalls steigender Adsorptschichtdicke wird ein kritischer Punkt erreicht, an dem der Adsorptmeniskus instabil wird und die Pore sich schlagartig vollständig mit Adsorpt füllt: es tritt "Kapillarkondensation" ein /25/.

Unter Annahmen für die geometrische Form der Krümmung der Adsorpt/Gasgrenzfläche und somit der geometrischen Form der Poren können Funktionen hergeleitet werden, die den relativen Druck im Bereich p/p_0 0,4 mit einem Porenradius verknüpfen, zusammen mit einer Korrekturfunktion wegen der Adsorptbedeckung größerer Poren.

Unter der Annahme zylindrischer Porenform gilt die Kelvin-Gleichung /27/:

$$\ln \frac{p}{p_0} = \frac{2 V_{ads} \gamma}{r_K R T} \cos \varphi \quad (2.6)$$

mit der Halsey-Funktion /28/:

$$t_K = \frac{5,896}{3 \sqrt{\ln \frac{p}{p_0}}} \quad (2.7) \quad r = r_K + t_K \quad (2.8)$$

- $V_{\text{Ads.}}$ = adsorbiertes Gasvolumen beim Druck p in cm^3
 p = Gleichgewichtsdruck in Torr
 p_0 = Sättigungsdampfdruck in Torr
 γ = Oberflächenspannung des Adsorpts
 φ = Kontaktwinkel
 r_k = unkorrigierter Kapillarradius in \AA
 R = universelle Gaskonstante
 T = Temperatur in Kelvin
 t_k = Korrekturwert in \AA
 r = Porenradius in \AA

Aus den oberen beiden Dritteln der Isothermen ist es somit möglich eine Beziehung zwischen dem Porenradius und dem Porenvolumen herzuleiten. Der Porenradius wird über Kelvin- Gleichung und Halsey- Funktion aus dem relativen Druck bestimmt; das zugehörige Porenvolumen aus der adsorbierten Gasmenge, die in ein flüssiges Volumen umgerechnet werden muß.

Bei den von uns durchgeführten Messungen wird das integrale Porenvolumen aus dem Desorptionszweig der Isothermen im Bereich $(0.4 \leq p/p_0 \leq 0.99)$ bestimmt, der mit mehr als 40 Meßpunkten belegt ist. Mit den Meßpunkten wird ein kubischer Spline berechnet, dadurch konnte durch einfaches Differenzieren die differentielle Porenverteilung bestimmt werden.

Adsorptions- Desorptionshysterese

Enthält das Adsorbens Poren, deren Radien 20-300 \AA betragen, so tritt bei rel. Drücken $p/p_0 > 0,3$ eine Hysterese zwischen Ad- und Desorptionszweig auf. Aus der Form der Hysterese lassen sich erste Informationen über die Struktur des Porenmaterials folgern. J.H. de Boer /29/ unterscheidet mehrere Typen, von denen hier nur beispielhaft zwei der Wichtigsten aufgeführt seien.

Typ A tritt bei idealer zylinderförmiger Porenstruktur auf; Typ B findet man, wenn kugelförmige Poren mit enger Öffnung vorhanden sind, sog. "Tintenflaschenporen". Sie stellen die wohl häufigste Porenform dar. Im Allgemeinen treten aber Übergänge zwischen diesen Typen auf.

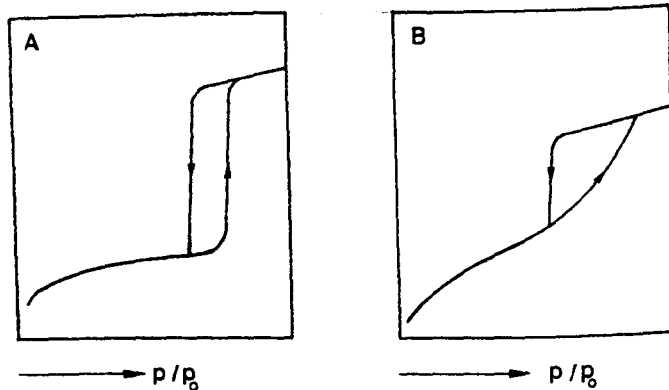


Bild 2.6: Schemazeichnung typischer Sorptionsisothermen nach /29/

Ergebnisse

Untersucht wurden Proben aus Portlandzementstein mit einem Mischungs- und Alter gemäß Tabelle 2.5 (siehe Abschnitt 2.3.2), die auf Temperaturen von 20, 50, 150, 250, 350, 450°C aufgeheizt worden waren. Die Aufheizgeschwindigkeit betrug 10 Kmin^{-1} , die Proben wurden ca. 1 h auf der jeweiligen Temperatur gehalten. Anschließend folgte eine mindestens 6 Tage (bei $T > 100^\circ\text{C}$, 1 Tag) andauernde Lagerung im Vakuum (bei ca. 10^{-2} mbar). Dadurch sollte gewährleistet werden, daß das Kapillarwasser aus den Poren vollständig entfernt worden war, bevor mit den Sorptionsmessungen begonnen wurde.

In der Tabelle 2.4 sind die Ergebnisse der Messungen, die BET-Oberfläche und das Gesamtporenvolumen zusammengestellt.

In der Literatur sind unterschiedliche Werte für die spez. Oberfläche von hydratisierter Portlandzementpaste bekannt geworden; sie liegen im Bereich $5 - 32 \text{ m}^2/\text{g}$ /30,31,32/. Der hier gefundene Wert für Raumtemperatur liegt in guter Übereinstimmung damit.

Tabelle 2.4

Probe	T °C	BET-Oberfl. m^2/kg	Porenvol. cm^3/kg
Z2 1	RT	24,7	67,2
Z2 2	50	7,1	57,1
Z2 3	150	7,65	39,6
Z2 4	250	7,29	51,7
Z2 5	350	7,24	54,8
Z2 6	450	8,58	55,5

Bei ansteigender Ausheiztemperatur verändert sich das Porenvolumen stetig, es nimmt bis 150° ab und steigt danach wieder an. Die spez. Oberfläche zeigt zwischen Raumtemperatur und 50°C eine sprunghafte Abnahme um ca. 70% und bleibt dann nahezu konstant. Die stark abnehmende Oberfläche bei sich nur wenig verringerndem Porenvolumen deutet auf eine Vernichtung kleiner Poren im entsprechenden Temperaturbereich zugunsten größerer hin. Dies wird auch in der Auftragung des differentiellen Porenvolumens $dV/d\log R$ über $\log R$ deutlich (bei dieser Auftragsart entsprechen gleiche Flächen unter den Kurven gleichen Porenvolumina).

Die Kurven auf den Bildern 2.7 und 2.8 wurden aus den Desorptionszweigen der Sorptionsisothermen berechnet. Bei ca. 17 Å erkennt man einen Peak, der wahrscheinlich die Gelporosität repräsentiert. Er verringert sich mit ansteigender Ausheiztemperatur kontinuierlich. Dieser Peak wird von anderen Autoren /33/ zwar als nicht repräsentativ für die Gelporenstruktur angesehen, weil er in dem Bereich der Sorptionsisothermen auftritt, in dem sich die Hysterese des Adsorptions-Desorptionszweiges wieder schließt. Die größte Verringerung dieses Peaks zeigt sich jedoch zwischen den Temperaturen 20 und 50°C, also dem Temperaturbereich, in dem eine sprunghafte Abnahme der spez. Oberfläche ebenfalls zu erkennen war. Diese Übereinstimmung zwischen der BET-Auswertung (spez. Oberfläche) und der Berechnung der Porenradienverteilung aus dem Desorptionszweig könnte als Hinweis gewertet werden, daß der 17 Å - Peak u.U. doch dem Gelporenbereich des Zementsteins zugeordnet werden kann. Für diese Annahme spricht weiterhin, daß dieser Peak bei 450°C nahezu verschwunden ist, dort, wo durch die einsetzende Portlanditumwandlung starke Umstrukturierungen des Zementgels

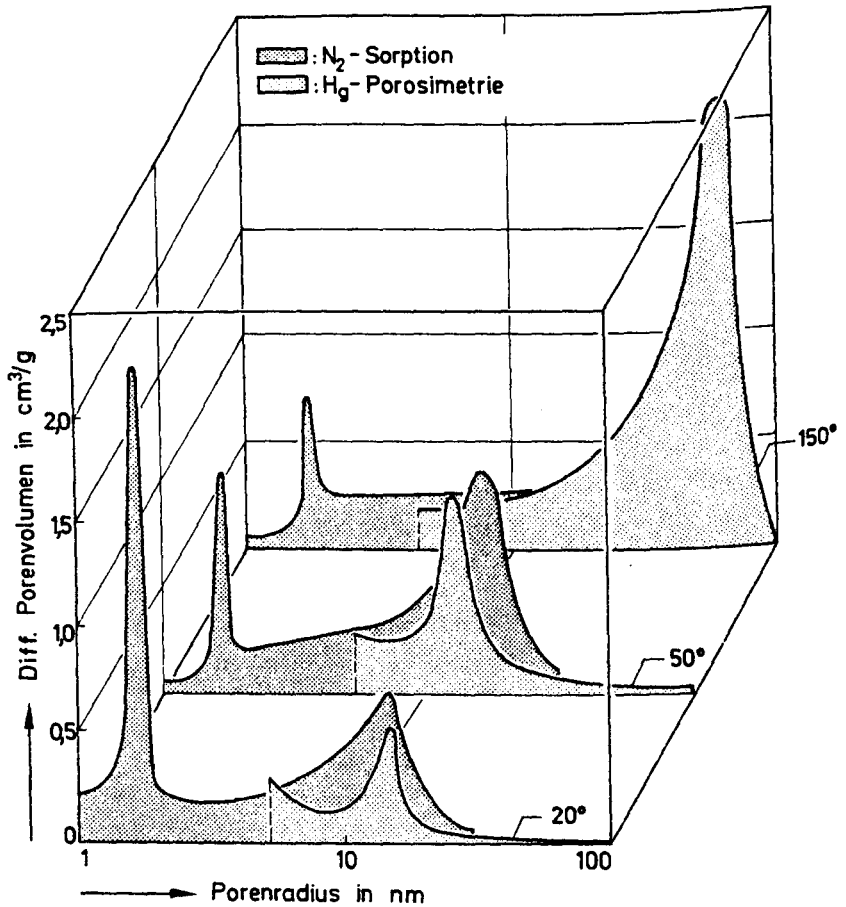


Bild 2.7: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Portlandzementsteinproben

verursacht werden können.

Das bei größeren Radien (150 Å) erkennbare Kapillarporensystem vergrößert sich stark bis ca. 100°C, und bleibt ab 150°C nahezu konstant. Ab 350°C entsteht im Bereich 60 Å ein weiteres Maximum, daß bei 450°C deutlich

sichtbar wird. Es kann eindeutig der einsetzenden Portlanditumwandlung zugeordnet werden (vgl. Kap. 2.1).

Die Form der Hysteresen (Bild 2.9) deutet bei allen Proben auf eine Mischung von Zylinder- und Tintenflaschenporen hin. Weitere Aussagen lassen sich besser im Zusammenhang mit Hg- porosimetriemessungen machen, die den Bereich größerer Poren erfassen (siehe Abschnitt 2.3.2).

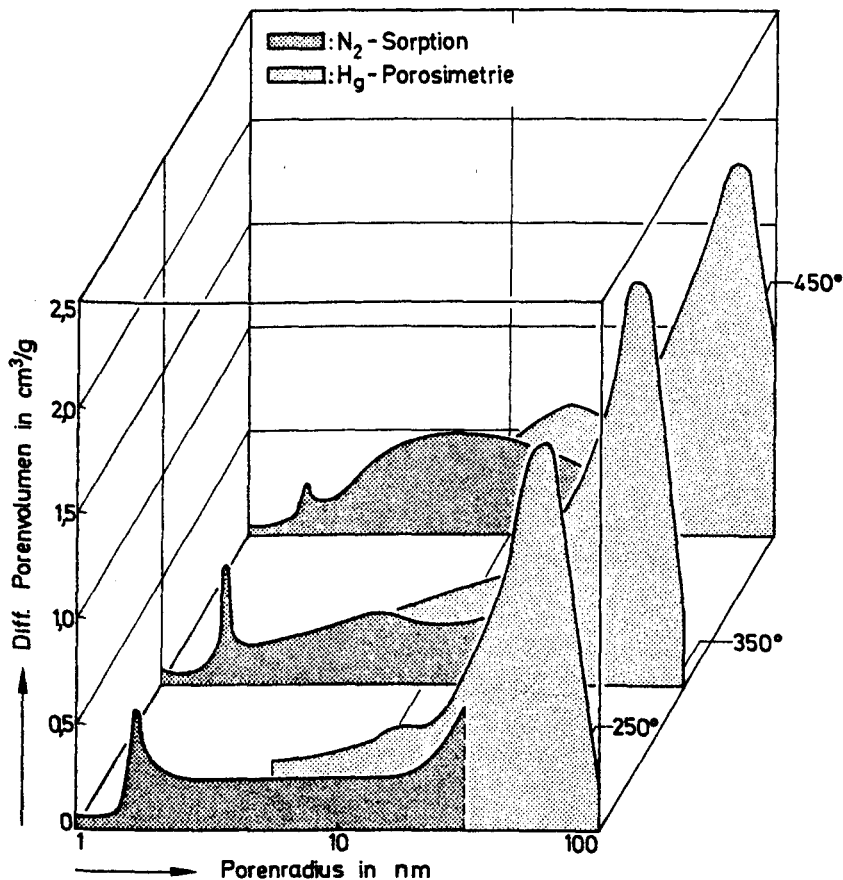


Bild 2.8: Porenradienverteilung von thermisch beanspruchten Portlandzementsteinproben

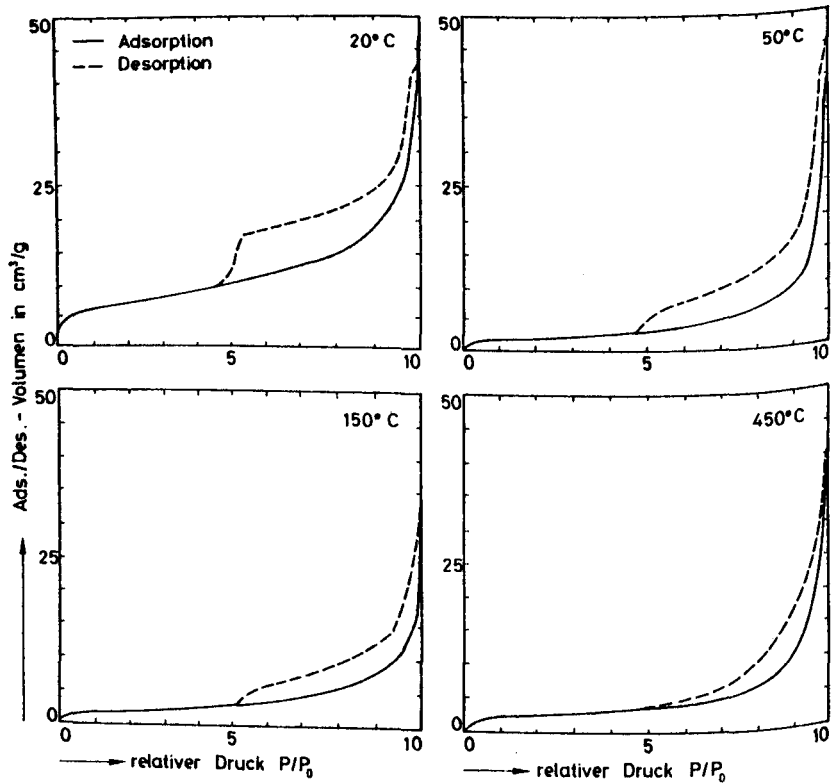


Bild 2.9: Sorptionsisothermen von thermisch beanspruchten Portlandzementsteinproben

2.3.2 Quecksilberporosimetrie

Das Prinzip der Quecksilberporosimetrie basiert auf der Tatsache, daß Quecksilber die Oberflächen der meisten Festkörper nicht benetzt. Es dringt demnach nur dann in Öffnungen und Brüche solcher Substanzen ein, wenn ein äußerer Druck aufgebracht wird. Zur Durchführung eines Porosimetrieversuchs wird ein entsprechender Probekörper in ein Gefäß eingebaut, das evakuiert und mit Quecksilber gefüllt wird. Der Füllstand des Quecksilbers kann in einem Kapillarrohr geeichten Durchmessers beobachtet werden. Wird äußerer Druck auf den Quecksilberspiegel aufgebracht, so dringt Quecksilber in Poren und Risse des Probekörpers ein; die eingedrungene Menge kann aus dem veränderten Füllstand im Kapillarrohr bestimmt werden. Durch Registrierung von Druckwert und intrudiertem Quecksilbervolumen erhält man die Porosimetriekurve.

Auswertung

Durch die Laplace-Gleichung

$$\Delta p = \sigma \left(\frac{1}{\rho_1} + \frac{1}{\rho_2} \right) \quad (2.9)$$

p = Kapillardruck in bar

σ = Oberflächenspannung des Hg in dyn/cm

ρ_1, ρ_2 = Krümmungsradien in Å

ist der Kapillardruck über einer gekrümmten Oberfläche gegeben /34/. Die Radien ρ_1, ρ_2 können unter Verwendung des Kontaktwinkels, den das Quecksilber mit dem Probenmaterial bildet, als Funktionen der Raumgeometrie geschrieben werden. Mit einer Annahme für die Poren- bzw. Rißgeometrie können für die Oberflächenkrümmung in Gleichung 2.9 geometrische Größen (Radius etc.) der Poren eingesetzt werden. Poren und Risse können zunächst sehr allgemein durch das Modell eines elliptischen Zylinders angenähert werden. Aus den N_2 -Sorptionsmessungen (Form der Adsorptions-Desorptions-hysteresse, vgl. 2.3.1) konnte gefolgert werden, daß ein Teil des Kapillarporensystems des Zementsteins aus zylindrischen Poren besteht. Unter Zugrundelegung des vereinfachenden zylindrischen Porenmodells erhält man aus

2.9 die Beziehung:

$$\Delta p = 2 \sigma \frac{1}{R} \cos \vartheta \quad (2.10)$$

R = Porenradius in Å

ϑ = Kontaktwinkel in Grad

An thermisch geschädigten Betonen und Mörteln wurden von uns REM-Untersuchungen durchgeführt /35/. Sie zeigten, daß thermische Beanspruchung zu Rissen (etwa 1 µm) im Kontaktzonenbereich zwischen Zuschlag und Zementsteinmatrix führt. Ein Riß kann durch das Modell einer langen, schmalen Ellipse angenähert werden /35/; man erhält dann aus 2.9:

$$\Delta p = 2 \sigma \frac{1}{D} \cos \vartheta \quad (2.11)$$

D = Rißweite in Å

Die Ergebnisse der Porosimetriemessungen wurden von uns im Bereich des Kapillarporensystems der Zementsteinmatrix als Porenradien interpretiert (2.10); im Kontaktzonenbereich erscheint es günstiger die Ergebnisse als Rißweiten anzusehen (2.11).

Für den Kontaktwinkel, den das Quecksilber mit thermisch unbeanspruchtem Zementstein bildet, findet man, abhängig von Vorbehandlungen und Trocknungsmethoden, in der Literatur /36-40/ Werte zwischen 117° und 142°; für viele Nichtmetalloxide liegt er bei 140°.

Für die vorliegenden Auswertungen wurde daher ein Kontaktwinkel von 141,3° gewählt, der dem Wert vieler Nichtmetalloxide nahekommt. Damit erhält man den einfachen Ausdruck:

$$R [\text{Å}] = D [\text{Å}] = \frac{75 \cdot 10^4}{p [\text{bar}]} \quad (2.12)$$

Die Kompressibilität des Quecksilbers bzw. die Gerätekonstante wurde in Vorversuchen ohne Probekörper ermittelt und bei der Auswertung berücksichtigt.

Auswerteverfahren

Die Messung ergibt neben dem Gesamtporenvolumen des Bereichs 40A - 7,5µm eine integrale Porenradienverteilung, bei der die Porenvolumina über die Porenradien aufgetragen werden. Zur Darstellung der Porenradienverteilung muß die differenzielle Verteilung berechnet werden, woraus dann direkte Aussagen über die Häufigkeit der auftretenden Porenradien entnommen werden können. Die integrale Verteilung wird durch sich einander überlappende logarithmische Ausgleichsfunktionen approximiert, wobei jedes Intervall der Ausgleichsfunktion exakt logarithmisch differenziert einen Punkt der gesuchten Verteilung ergibt. Die Auswertung erfolgt automatisch über ein an das Quecksilberporosimeter angeschlossenes Rechner-Plottersystem.

Ergebnisse

Die Untersuchungen thermisch geschädigter Mörtelproben wurden mit Hilfe zweier Apparaturen durchgeführt. Das eine Gerät arbeitet im Druckbereich 0,13 bis 8 bar, das andere im Bereich 1 bis 2000 bar. Im unteren Druckbereich wurden Probekörper der Abmessungen 70x70x10 mm verwendet; im oberen Druckbereich fanden Bohrkern Verwendung. Der Mischungsaufbau, die Festigkeitswerte und die Lagerungsbedingungen der verwendeten Mörtel und Zementsteinproben sind in Tabelle 2.5 zusammengestellt.

Tabelle 2.5: Mischungsaufbau, technologische Daten und Lagerungsbedingungen der untersuchten Zementsteine und Mörtel

Probenbezeichnung	Portlandzementstein	Hochofenzementstein	Portlandzementmörtel	Hochofenzementmörtel
Zementart	PZ 35 F	HOZ 35 L	PZ 35 F	HOZ 35 L
Zementgehalt	—	—	482 kg/m³	491 kg/m³
Sand* 0 - 4 mm	—	—	1447 kg/m³	1473 kg/m³
Gesamtwasser	—	—	241 kg/m³	246 kg/m³
W/Z	0,30	0,30	0,50	0,50
Rohdichte (28 d)	2,16 kg/dm³	2,13	2,17	2,22
Festigkeit (28 d)	83,0 N/mm²	83,0 N/mm²	46,8 N/mm²	44,3 N/mm²
Versuchsalter (d)	300	240	210	190
Lagerung bis zur Versuchsdurchführung	unter Wasser	unter Wasser	nach DIN 1048: 7 Tg. unter Wasser, anschl. 20 °C, 65 % r.F.	unter Wasser
*) überwiegend quarzhaltig aus dem norddeutschen Raum				

Die Bohrkern hatten einen Durchmesser von 10mm und eine Länge von 40mm. Sie wurden in einem Röhrenofen mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 10 K/min auf die entsprechenden Temperaturen aufgeheizt und 2 Stunden auf der Höchsttemperatur gehalten. Nach der Abkühlung wurden die Proben im Probengefäß noch einmal für ca. 2 Stunden auf ca. 10^{-2} Torr evakuiert. Bei den nicht aufgeheizten Raumtemperaturproben wurde die Zeit unter Vakuum auf 15 h ausgedehnt, um zu gewährleisten, daß das verdampfbare Wasser vor Beginn der Penetration weitestgehend entfernt ist.

Zementstein

Ergebnisse der Penetrationsmessungen an Portlandzement- und Hochofenzementsteinproben sind auf den Bildern 2.10 - 2.13 dargestellt. Bild 2.10 zeigt zunächst die Porenverteilung von Portlandzementsteinproben, die bis maximal 450°C ausgeheizt sind. Die thermisch unbehandelten Proben weisen ein vergleichsweise geringes Porenvolumen mit einem Maximum in der Porenverteilung bei etwa 150 Å auf. Der weitaus größere Anteil der Poren liegt im Porenbereich ≤ 40 Å, was aus den N_2 -Sorptionsmessungen zu ersehen ist. Schon bei geringer thermischer Beanspruchung (170°C) nimmt das Porenvolumen stark zu und der "häufigste Porenradius", d.h. das Maximum der Verteilungsfunktion, verschiebt sich von 150 Å auf etwa 600 Å.

Bei weiter steigenden Temperaturen ist zwar ein deutlicher Zuwachs an Poren im Grobporenbereich zu konstatieren, der häufigste Porenradius bleibt aber bis 450 °C nahezu unverändert. Die durch die kreuzweise schraffierte Fläche kenntlich gemachte, auffällige Veränderung in der Porenverteilung der 450°C-Kurve wird durch ein neues Porensystem hervorgerufen, das wir nach REM-Aufnahmen und EDAX-Auswertungen der Porosität des CaO zuordnen konnten, das durch die Zersetzung des Portlandits ab 450°C entsteht. Erst knapp oberhalb 500°C ist die Zersetzung des Portlandits abgeschlossen, so daß dieser Anteil des Porenvolumens bei den bis 550 °C ausgeheizten Proben noch ausgeprägter hervortritt (vergl. Bild 2.10). Aus Gründen der Übersichtlichkeit ist dieser Anteil des Porenvolumens in den Verteilungskurven der höher ausgeheizten Proben zeichnerisch nicht mehr kenntlich gemacht.

Bei Ausheiztemperaturen ab etwa 750°C verschiebt sich die Lage des Hauptmaximums recht deutlich zu noch größeren Porenradien. Außerdem steigt das gesamte Porenvolumen, insbesondere das Grobporenvolumen (Porendurchmesser $> 10^3$ Å), deutlich an.

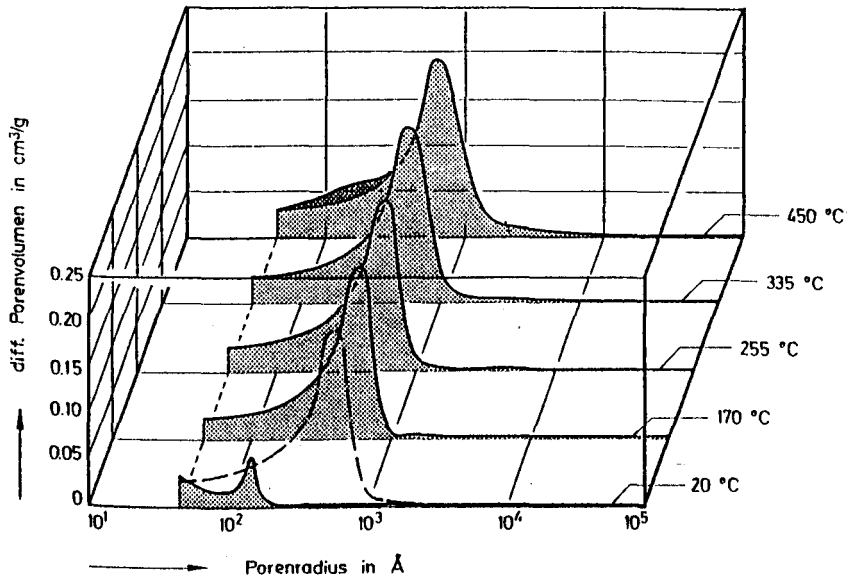


Bild 2.10: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Portlandzementsteinproben

Die Porenverteilungen der Hochofenzementsteinproben unterscheiden sich nur wenig von denen aus Portlandzementstein. Auch hier zeigen sich die größten Unterschiede zwischen den Porenstrukturen von thermisch unbehandelten und ausgeheizten Proben, wobei wieder starke Änderungen des Porenvolumens und der häufigsten Porenradien auftreten. Oberhalb 170 °C bleiben diese Größen auch hier nahezu gleich. Eine dem CaO zuzuordnende zusätzliche Porosität läßt sich ebenfalls beobachten; sie tritt hier aber bedingt durch den geringeren Portlanditgehalt des Hochofenzements in erheblich kleinerem Umfange zutage.

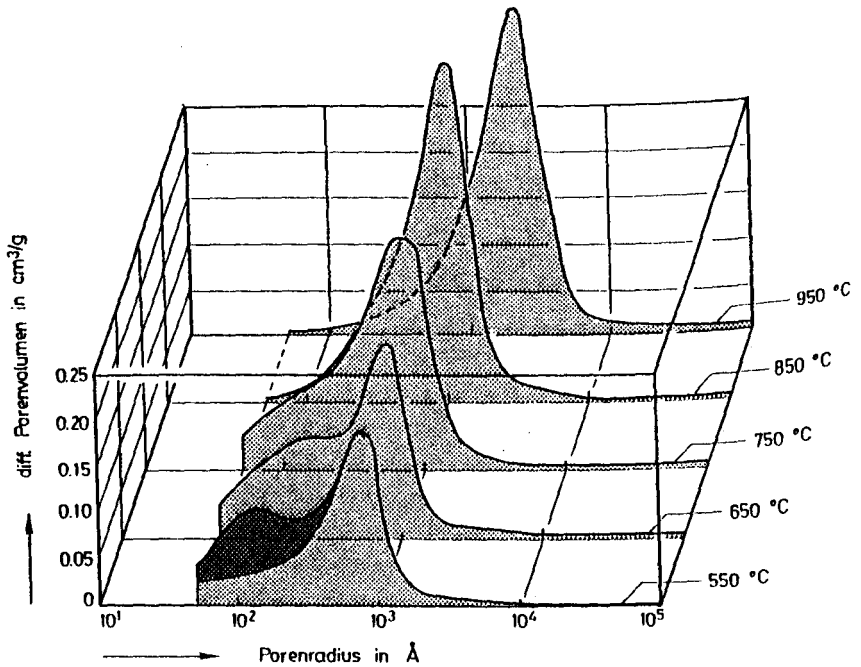


Bild 2.11: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Portlandzementsteinproben

Ein weiterer Unterschied zeigt sich darin, daß die Verteilungsfunktionen der thermisch höher beanspruchten Hochofenzementsteinproben deutlich breiter sind als die des Portlandzementsteins. Entsprechend sind die Maxima der Verteilungen hier nicht so scharf ausgeprägt. Bei sehr hohen Aufheiztemperaturen (etwa ab 750 °C) ist bei den HOZ-Proben ebenso wie bei den PZ-Proben eine starke Zunahme der Grobporosität zu verzeichnen. Andererseits zeigt der Hochofenzementstein im gesamten Temperaturbereich - insbesondere auch bei den 950 °C-Kurven - gegenüber dem Portlandzementstein eine höhere Porosität im feineren Porenbereich ($< 100 \text{ Å}$).

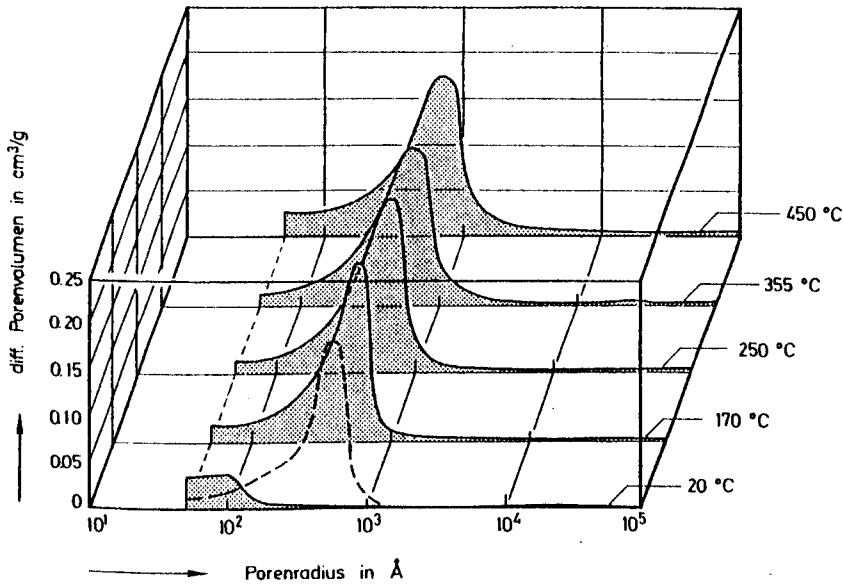


Bild 2.12: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Hochofenzementsteinproben

Auf dem Bild 2.14 sind die Lagen der Maxima der Porenradienverteilungen der beiden Zementsteinarten in Abhängigkeit von der Ausheiztemperatur zusammengestellt. Sie unterscheiden sich nur graduell. Die größten Verschiebungen der Maxima ergeben sich in den Temperaturbereichen 20 - 140 °C und 800 - 1000 °C. Offenbar führt das Verdampfen des Porenwassers und der Zerfall der CSH-Phasen bei beiden Zementsteinarten zu etwa gleichartigen Strukturveränderungen.

Interessanterweise ändern die Zementsteine ihre innere Struktur kaum, wenn die äußerlich meßbaren Schwindverkürzungen ab etwa 140 °C einsetzen (vgl. /41/). Vermutlich verursachen diese Schwindverkürzungen Risse, die mit diesem Meßverfahren nicht nachgewiesen werden können.

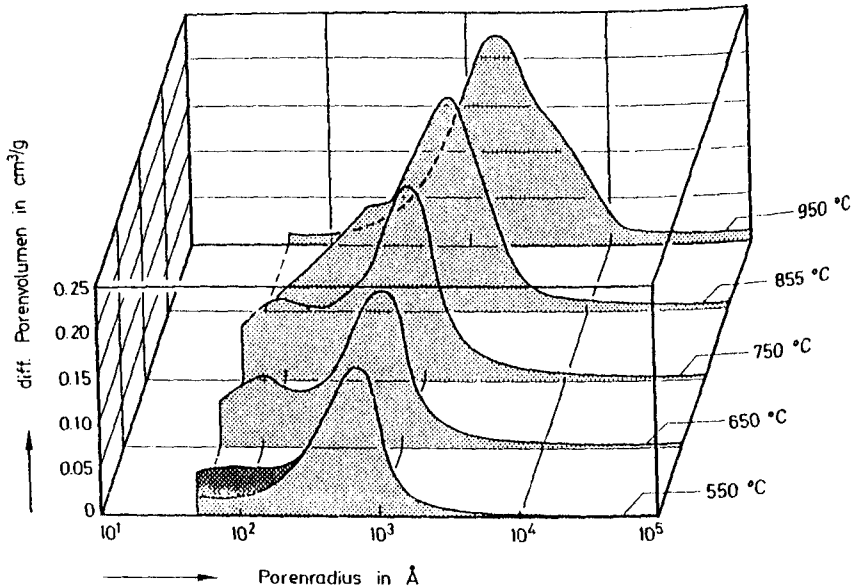


Bild 2.13: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Hochofenzementsteinproben

Im Gegensatz dazu äußert sich die Zersetzung von CSH-Phasen, die ab 700 °C beginnt und oberhalb 850 °C mit der Bildung von β -C₂S ihren Abschluß findet, deutlich durch eine Verschiebung der Peaklagen der Verteilung. Eine weitere Vergrößerung der Porenstruktur geht mit Sintervorgängen oberhalb 850 °C einher.

Auf dem Bild 2.15 ist das Porenvolumen ausgeheizter Zementsteinproben, d.h. die Integrale der Porenverteilungen aus den Bildern 2.10-2.13, ergänzt durch weitere Messungen, aufgezeichnet. Man erkennt, daß das Porenvolumen mit der Temperatur stetig zunimmt. Bei etwa 800 °C ist das Porenvolumen auf den nahezu 10-fachen Wert des Ausgangsvolumens bei 20 °C angestiegen. Oberhalb von 800 °C nimmt das Porenvolumen wieder ab, was durch das oben erwähnte Zusammensintern des Materials bestätigt wird.

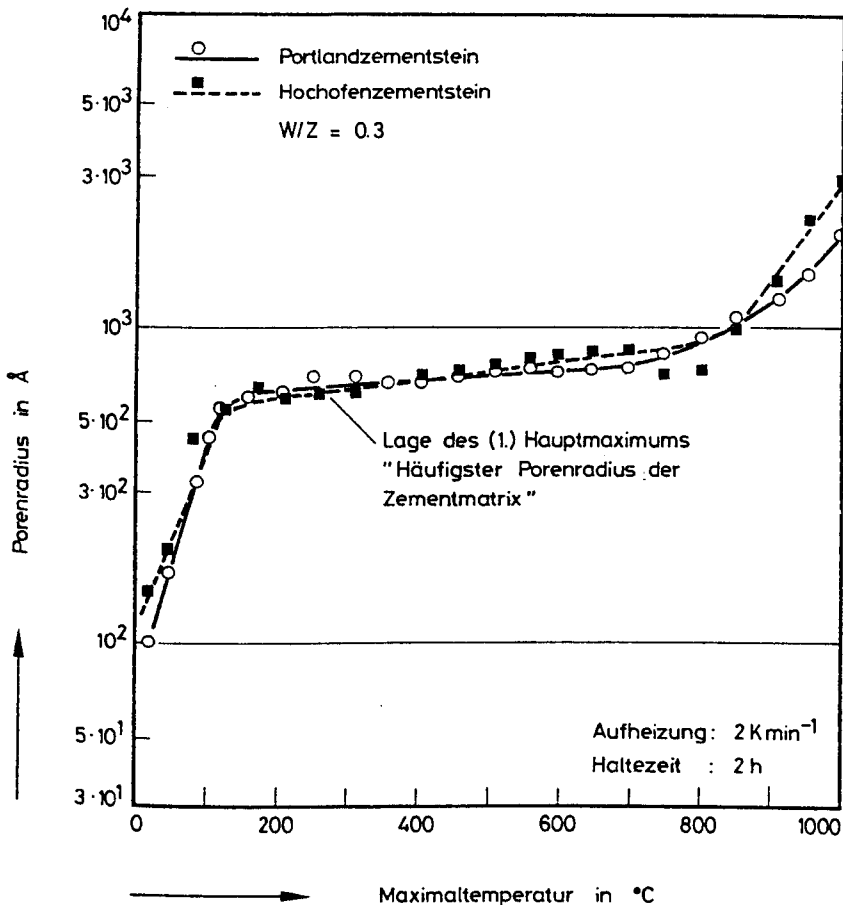


Bild 2.14: Abhängigkeit der Lage der Maxima der differentiellen Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Zementsteinproben als Funktion der Ausheiztemperatur

Die Unterschiede zwischen den beiden Zementsteinarten sind wie schon bei der Lage der häufigsten Porenradien relativ gering. Oberhalb von 400°C weist jedoch der Hochofenzementstein eine geringfügig dichtere Struktur

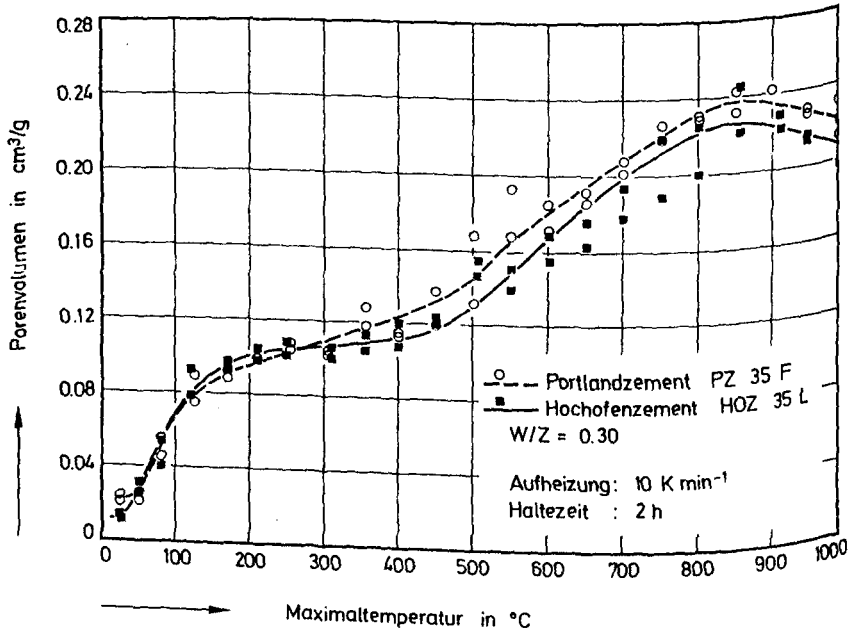


Bild 2.15: Porenvolumen von ausgeheizten Zementsteinproben als Funktion der Ausheiztemperatur

auf. Der geringere Anteil des Portlandits, das nach seiner Zersetzung offenbar eine sehr hohlraumreiche Struktur hinterläßt, dürfte dafür als Grund anzusehen sein.

Der Anstieg des Porenvolumens ist wie erwähnt im unteren Temperaturbereich von 20°C – 140°C am stärksten. Da in diesem Bereich im wesentlichen nur Entwässerungsreaktionen und keine chemischen Zersetzungen ablaufen, muß die starke Zunahme des Porenvolumens mit der Bildung von Schwindrissen im Mikrobereich erklärt werden. Im Temperaturbereich von 140°C bis zum Beginn der Portlanditzersetzung, in dem kaum chemische Reaktionen ablaufen, ändert sich das Porenvolumen nur wenig, obwohl gerade in diesem Bereich die Gelentwässerung abläuft und die thermische Ausdehnungskurve ausgeprägte Schwindverkürzungen zeigt /41/. Für den weiteren Anstieg des Porenvolumens sind somit vor allen Dingen die Zersetzungen des Portlandits sowie der bei

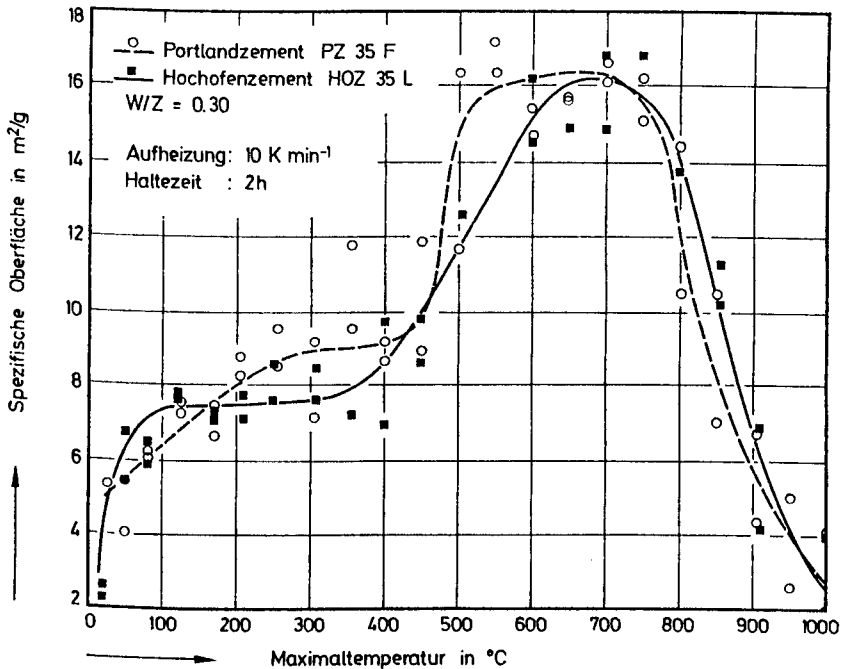


Bild 2.16: Spezifische Oberfläche von ausgeheizten Zementsteinproben
als Funktion der Ausheiztemperatur

ginnende Abbau bestimmter CSH-Phasen verantwortlich.

Der Vergleich der spezifischen Oberflächen der beiden Zementsteinarten liefert im Prinzip ähnliche Ergebnisse, jedoch treten bei dieser Größe die Unterschiede zwischen den inneren Strukturen der beiden Zementarten etwas deutlicher zutage. Bei Raumtemperatur zeigt der Hochofenzementstein eine geringere spezifische Oberfläche als der Portlandzementstein. Dies liegt vor allem daran, daß der thermisch ungeschädigte Hochofenzementstein eine ausgeprägte Porosität im Mikroporenbereich besitzt [42,43], der von der Quecksilberpenetrationsmethode nicht erfaßt wird. Vergleicht man die Kurven der spezifischen Oberflächen mit dem Verlauf des Porenvolumens, so muß man feststellen, daß im Temperaturbereich bis 100°C die spezifische Oberfläche stärker ansteigt als das entsprechende Porenvolumen. Das deutet

darauf hin, daß Strukturänderungen infolge Entwässerung hauptsächlich im Meso- und Mikroporenbereich ($< 100 \text{ \AA}$) auftreten /44/.

Im Bereich von etwa 120°C bis 400°C nimmt auch die spezifische Oberfläche ebenso wie das spezifische Volumen nur geringfügig zu. Daraus muß geschlossen werden, daß der Zementstein in diesem Temperaturbereich keine weiteren Strukturänderungen bzw. -schädigungen erfährt, die im meßtechnisch erfaßbaren Bereich liegen.

Mit Beginn der Portlandzersetzung steigt die spezifische Oberfläche des Portlandzementsteins relativ rasch an, während die spezifische Oberfläche des Hochofenzements verzögert nachfolgt. Dieser Effekt muß wie erwähnt der Bildung von CaO aus dem Portlandit zugeschrieben werden. Oberhalb von 600°C gleichen sich beide Kurven wieder an; das bedeutet, daß beide Zementsteine infolge der weiteren Abbaureaktionen in etwa die gleiche innere Struktur besitzen, wobei der Hochofenzementstein eine etwas feinere Porosität beibehält, wie es sich auch in den Porenradienverteilungen und bei den Porenvolumina andeutete.

Mörtel

Die Porenverteilungen der thermisch beanspruchten Mörtelproben sind auf den Bildern 2.17 - 2.20 dargestellt. Der wesentliche Unterschied in den Porenverteilungen zwischen Zementstein und Mörtel besteht darin, daß Mörtelproben mehrere Maxima in den Verteilungsfunktionen aufweisen. Es liegen im Zementmörtel offenbar verschiedene, einander durchdringende Porensysteme vor, was durch die unterschiedliche Tönung der Flächen unter den Kurven kenntlich gemacht ist. Dabei stellt der dunklere Bereich jeweils das Porensystem der Zementsteinmatrix dar.

Aus Bild 2.17 auf dem die Porenverteilung von Portlandzementmörtelproben dargestellt ist, erkennt man, daß die der Zementsteinmatrix zugeordnete Porenstruktur offenbar auch nach höheren Ausheiztemperaturen weder in der Verteilung noch im Volumen wesentlichen Änderungen unterworfen ist. Zieht man die Verteilungskurven der reinen Zementsteine zum Vergleich heran, so fällt auf, daß die dort beobachteten Unterschiede in den Porenverteilungen zwischen thermisch unbehandelten und auf 160°C aufgeheizten Proben bei den entsprechenden Zementsteinmatrizen der Mörtelproben fehlen. Auch die Form der Verteilungskurven der reinen Zementsteine weicht erheblich von den entsprechenden Verteilungskurven der Zementsteinmatrix der Mörtel ab: Die

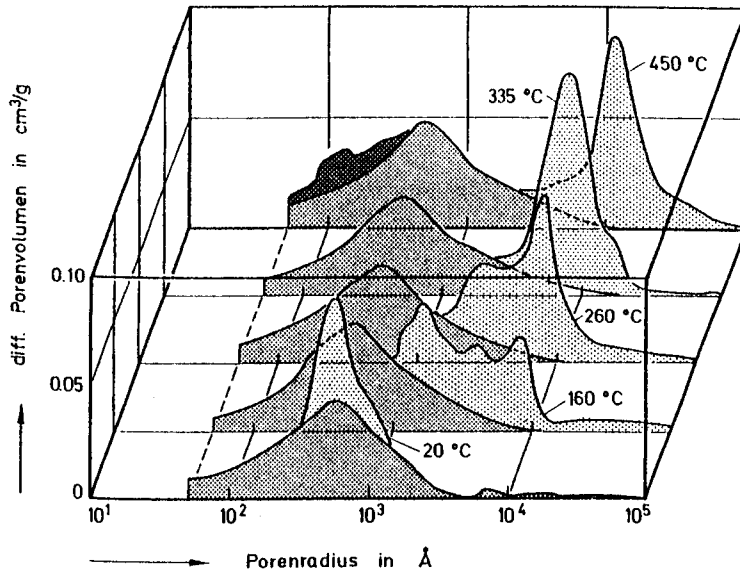


Bild 2.17: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Portlandzementmörtelproben

Verteilungskurven der Zementsteinmatrix sind nahezu symmetrisch zum häufigsten Porenradius angeordnet, während die Verteilungskurven der reinen Zementsteine ausgesprochen asymmetrisch sind. Sie gehen für solche Radien, die größer als der häufigste Porenradius sind, sehr rasch auf kleine Werte zurück. Dieser Unterschied ist auf die Struktur der Kontaktzone Zementstein/Zuschlag zurückzuführen, in der der Zuschlag über eine Kontaktschicht, an die sich eine relativ grobstrukturierte, hochporöse Zwischenschicht und ein dichter werdender Übergangsbereich anschließen, mit dem dichten Zementstein verbunden ist /45/.

Bei den durch hellere Flächen kenntlich gemachten Porenstrukturen ist mit zunehmender Ausheiztemperatur eine kräftige Verschiebung der Peaklage zu größeren Radien festzustellen. In einer Vielzahl von durchgeführten Porenanalysen bei hoch- und tieftemperaturgeschädigten Mörteln und Betonen wur-

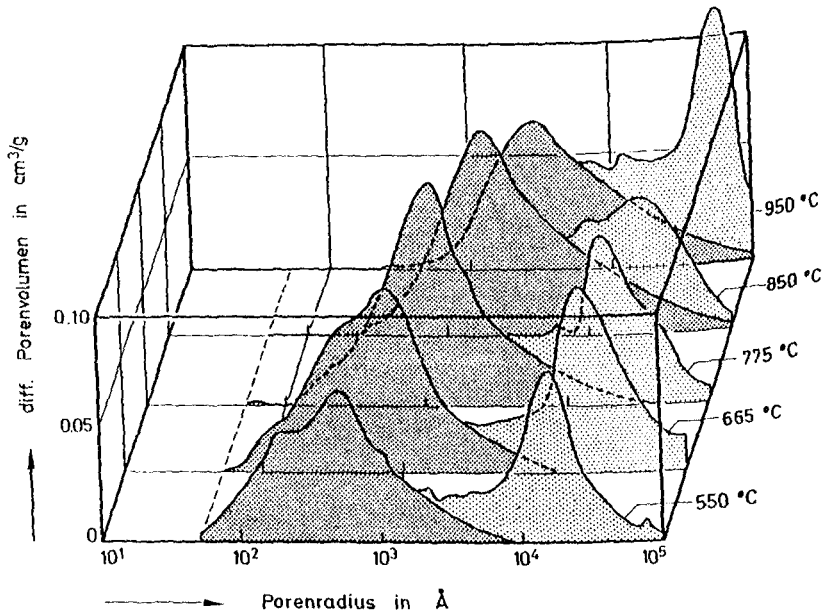


Bild 2.18: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Portlandzementmörtelproben

• de festgestellt /44,46/, daß diese Porenvolumina neben der erhöhten Porosität in der Kontaktzone Zuschlag/Zementstein in hohem Maße Rißstrukturen repräsentieren. Die Porenverteilung der mit 450°C ausgeheizten Proben zeigt weiterhin bei kleinen Radien einen Zuwachs an Porenvolumen, der auf die eingangs diskutierte Porositätszunahme infolge der thermischen Zersetzung des Portlandits zurückgeht.

Bild 2.18 zeigt die Porenverteilung der bei noch höheren Temperaturen ausgeheizten Portlandzementmörtelproben. Der Übersichtlichkeit halber wurde die Calciumoxidporosität nicht wieder gesondert kenntlich gemacht. Man erkennt, daß auch hier die Peaklage der "Grobporverteilung" (Risse und Kontaktzonenporosität) zu größeren Radien wandert. Außerdem wird deutlich, daß gegenüber den mit niedrigen Temperaturen ausgeheizten Proben sich die

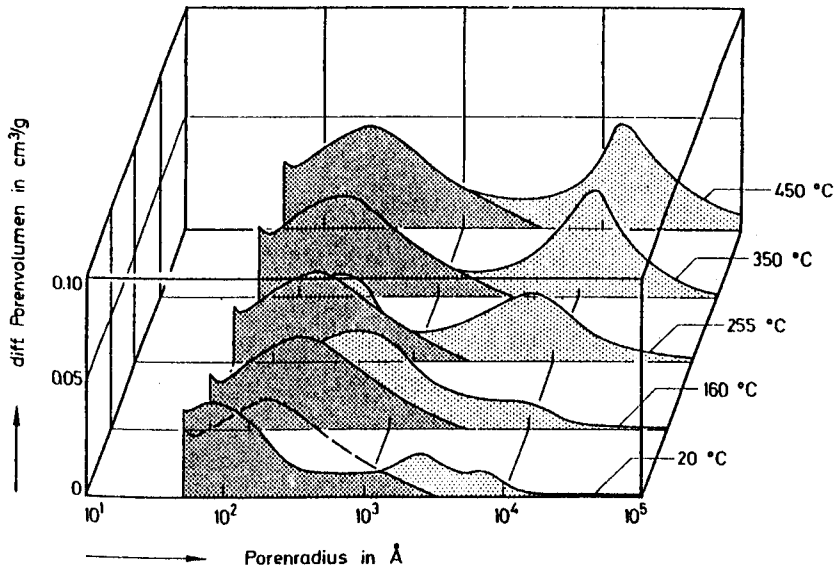


Bild 2.19: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Hochofenzementmörtelproben

Porenstruktur der Zementsteinphase etwas vergrößert, vor allem aber das Volumen zunimmt. Im Gegensatz zur Porenverteilung des reinen Zementsteins (vgl. Bild 2.10) verschiebt sich die Peaklage der Zementsteinmatrix bei Mörtel bereits ab 650 °C.

Ein ähnliches Bild (vgl. Bilder 2.19 und 2.20) ergibt sich auch für die Porenverteilungen von ausgeheiztem Hochofenzementmörtel. Jedoch ist im Bereich von 50 Å ein leichter Anstieg in der Verteilungskurve festzustellen. Dies wird in der Literatur [42] der höheren Mikroporosität des Hochofenzementsteins im Ausgangszustand bei 20 °C zugeschrieben. Aber auch bei dem Hochofenzementmörtel zeichnen sich - abgesehen von der Porenverteilung bei 20 °C, die eine gewisse Ähnlichkeit mit der Porenstruktur des reinen Zementsteins (vgl. Bild 2.11) aufweist - die beiden unterschiedlichen Porensysteme ab. Das Porensystem, das der Zementsteinmatrix

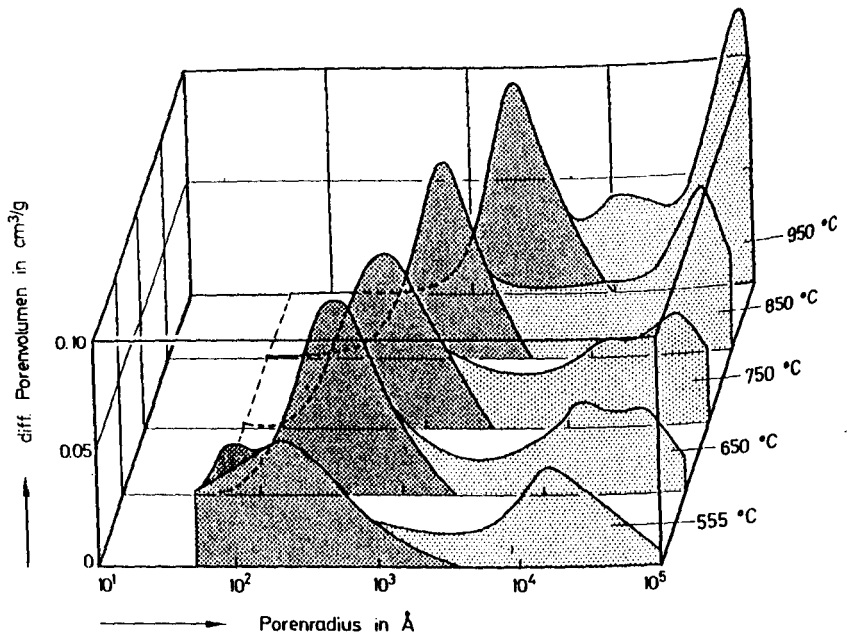


Bild 2.20: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Hochofenzementmörtelproben

zuzuordnen ist, bleibt bis etwa 450 °C in Lage und Größe nahezu stabil. Infolge des geringeren Calciumhydroxidgehalts des Hochofenzements ist die bei 450 °C bzw. 550 °C beobachtete Strukturveränderung geringer als beim Portlandzementmörtel.

Auf Bild 2.21 ist die Lage der beiden Hauptmaxima der Porenradienverteilungen der Portlandzementmörtelproben dargestellt. Die unteren Kurven charakterisieren den häufigsten Porenradius der Portland- bzw. Hochofenzementsteinmatrix. Die Lage des häufigsten Porenradius ist in Übereinstimmung mit dem bisher Gesagten für den Hochofenzement zu deutlich niedrigeren Porenradien verschoben. Bei beiden Mörteln tritt bis etwa 600 °C - abgesehen von Hochofenzementmörtel bei 20 °C - keine bedeutende Veränderung dieser Peaklage zu größeren Porenradien ein. Erst nach Überschreiten die-

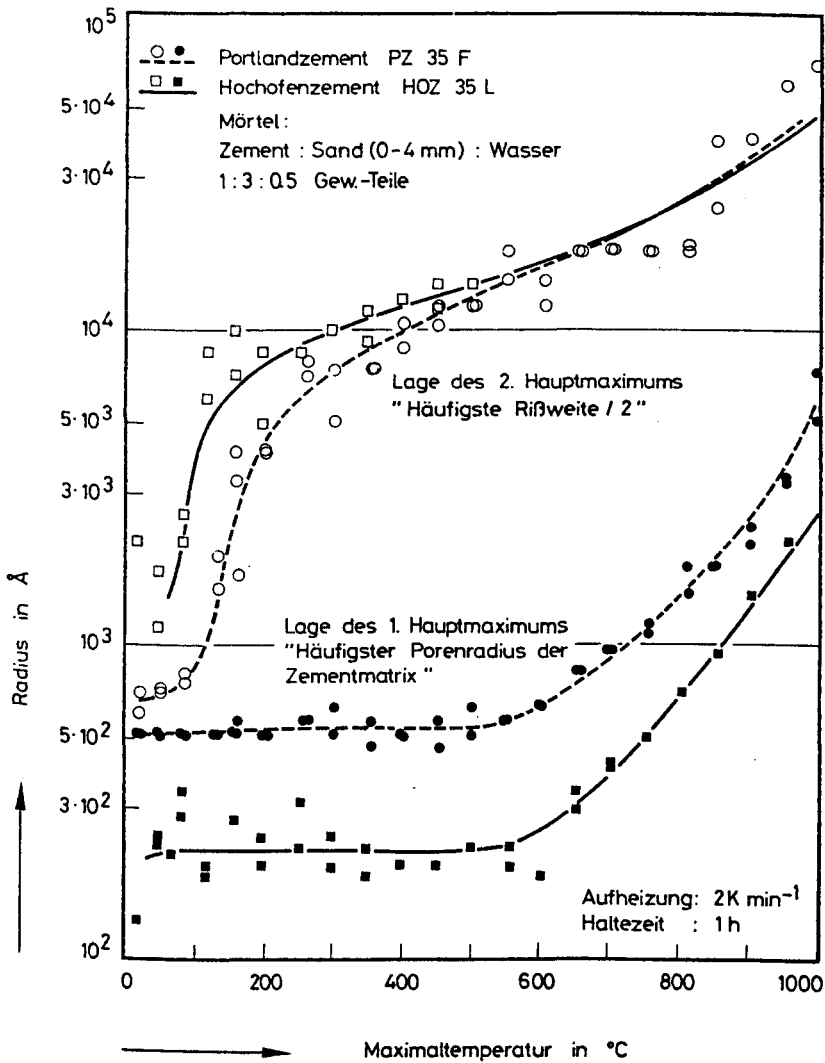


Bild 2.21: Abhängigkeit der Lage der Hauptmaxima der differentiellen Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Mörteln als Funktion der Ausheiztemperatur

ser Temperatur findet eine Vergrößerung dieser Porensysteme statt.

Die Lage des ersten Hauptmaximums, d.h. der häufigste Porenradius der Zementsteinmatrix der Mörtelproben, unterscheidet sich gravierend von der Lage der Maxima der reinen Zementsteine (vgl. Bild 2.14). Steigt der häufigste Porenradius bei den reinen Zementsteinen im Temperaturbereich von 20°C bis 140°C um den Faktor 5 an, so bleibt beim Portlandzementmörtel der häufigste Porenradius der Matrix von 20°C bis etwa 600°C konstant. Der Hochofenzementmörtel zeigt nur eine geringe Verschiebung der Peaklage im Temperaturbereich 20°C bis etwa 50°C. Die Peaklage bleibt dann ebenfalls bis etwa 600°C stabil. Außerdem unterscheiden sich die beiden unterschiedlichen Mörtel in der Lage des 1. Hauptmaximums bis 600°C um den Faktor 2,5, während die Peaklagen der reinen Zementsteine nahezu identisch sind. Für Temperaturen oberhalb 140°C ist die Lage des 1. Hauptmaximums der Zementsteinproben deutlich zu größeren Porenradien verschoben, während sowohl der Portlandzementmörtel als auch der Hochofenzementmörtel einen kleineren häufigsten Porenradius zeigen.

Auch bei höheren Ausheiztemperaturen beeinflusst der Zuschlag die Lage des 1. Hauptmaximums. Werden die 1. Hauptmaxima bei den reinen Zementsteinen erst oberhalb 800°C kräftig zu größeren Radien verschoben, so verschiebt sich deren Peaklage bei den Mörteln schon ab 600°C. Bereits ab 850°C übersteigen die häufigsten Porenradien der Mörtelmatrix die der reinen Zementsteine.

Auf dem oberen Teil des Bildes 2.18 ist die Lage des 2. Hauptmaximums der differentiellen Porenverteilung, die wir als häufigste Rißweite interpretieren, dargestellt. Man sieht, daß sowohl für den Portlandzementmörtel als auch für den Hochofenzementmörtel eine deutliche Zunahme der Rißweiten bei Temperaturen oberhalb 100°C auftritt. Korreliert man diese Kurven mit Ergebnissen von Festigkeitsuntersuchungen, so kann man feststellen, daß mit dem Auftreten von Rißweiten größer als $5 \cdot 10^{-3}$ A signifikante Festigkeitsverluste zu verzeichnen sind, die sich mit zunehmender Vergrößerung der häufigsten Rißweiten verstärken. Der stärkste Abfall in der Festigkeit ist mit dem Auftreten einer häufigsten Rißweite von 10^{-4} A verknüpft, das entspricht einer Temperatur von 400°C.

Auf Bild 2.22 ist das Porenvolumen der ausgeheizten Mörtel als Funktion der Ausheiztemperaturen aufgezeichnet. Man erkennt, daß das Porenvolumen unabhängig von der Zementart mit der Ausheiztemperatur monoton zunimmt. Die Zunahme beträgt für beide Mörtelarten nach der Aufheizung auf 800°C etwa das Zweifache. Das ist im Vergleich zu den reinen Zementsteinen, bei denen das Porenvolumen im gleichen Temperaturintervall auf den 10fachen

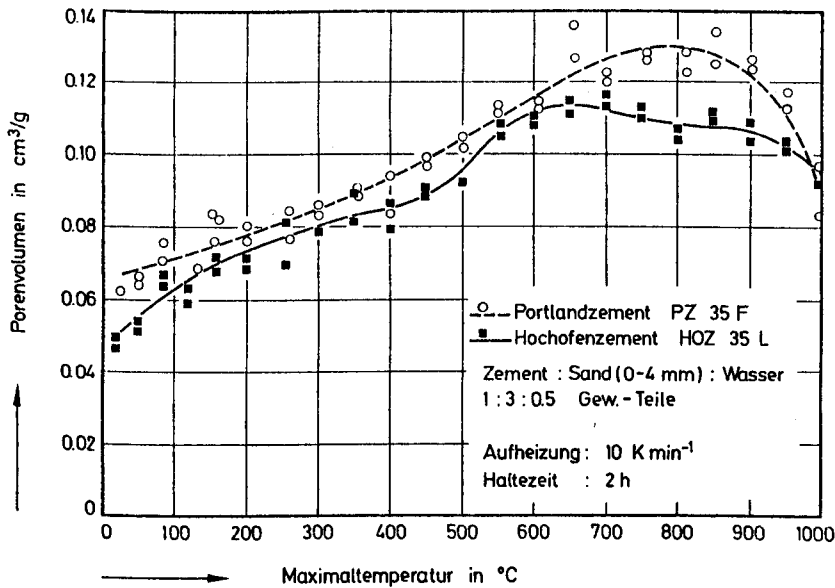


Bild 2.22: Porenvolumen von ausgeheizten Mörtelproben als Funktion der Ausheiztemperatur

Wert ansteigt, eine vergleichsweise geringe Zunahme. Nach dem Überschreiten von 800°C nimmt das Porenvolumen des PZ-Mörtels wieder leicht ab. Beim HOZ-Mörtel beginnt die Abnahme des Porenvolumens schon bei etwa 600°C . Insgesamt besitzt der HOZ-Mörtel ein etwas geringeres Porenvolumen als der Portlandzementmörtel.

Die Portlanditersetzung, die bei den reinen Zementsteinen zu einer deutlichen Erhöhung des Porenvolumens führte und den unterschiedlichen Portlanditgehalt von Portland- und Hochofenzement erkennen ließ, äußert sich in den Mörteln in erheblich kleinerem Maß. Der Anstieg des Porenvolumens setzt beim PZ-Mörtel zwar bei etwas niedrigeren Temperaturen ein als beim HOZ-Mörtel; im weiteren macht sich der differierende Portlanditgehalt aber nicht in einer unterscheidbaren Änderung des Porenvolumens bemerkbar.

Die Quarzumwandlung ($\alpha \rightarrow \beta\text{-SiO}_2$), die bei 573°C abläuft und mit einer spontanen Volumenvergrößerung des Quarzes verbunden ist, führt über-

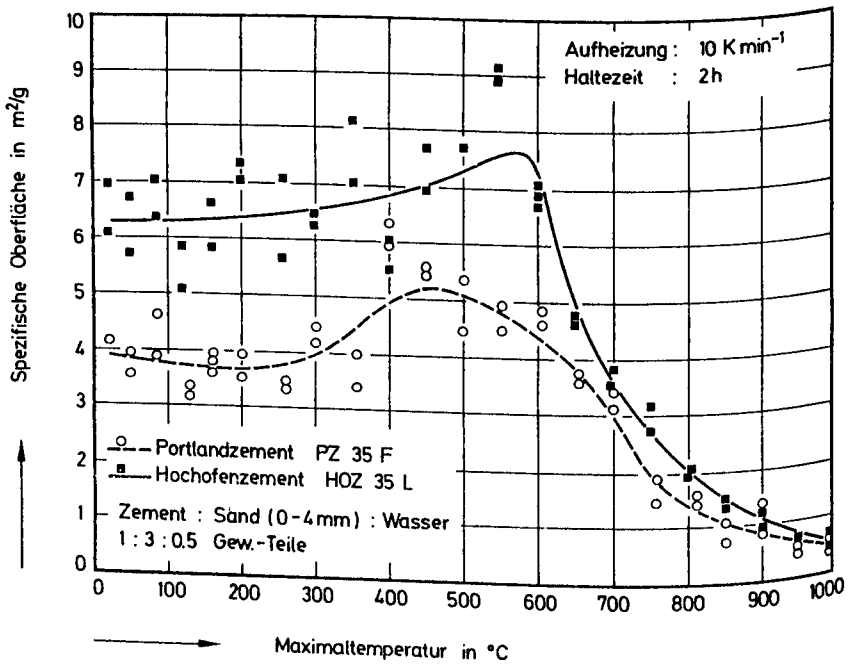


Bild 2.23: Spezifische Oberfläche von ausgeheizten Mörtelproben als Funktion der Ausheiztemperatur

raschenderweise nicht zu einer signifikanten Erhöhung des nachweisbaren Porenvolumens, obwohl dieser Effekt ebenfalls verstärkte Rißbildungen zur Folge hat, wie Untersuchungen mit Hilfe der Schallemissionsanalyse gezeigt haben /47/. Offenbar entstehen bei der Inversion nur einige relativ grobe Risse, die bezüglich des gesamten Porenvolumens keinen nennenswerten Anteil darstellen.

Im Gegensatz zu den Porenvolumina ergeben sich bei den spezifischen Oberflächen zwischen den ausgeheizten Mörtelproben signifikante Unterschiede (vgl. Bild 2.23). Die spezifische Oberfläche des Portlandzementmörtels ist bis zu Ausheiztemperaturen von etwa 600°C deutlich geringer als die des Hochofenzementmörtels, was die erhöhte Porosität des Hochofenzementmörtels im Bereich der feinen Poren bestätigt. Bei höheren Temperaturen fallen diese Unterschiede jedoch geringer aus. Daraus ist zu

schließen, daß sich bei hohen Temperaturen großvolumige Rißstrukturen bei beiden Mörteln einstellen. Vergleichbare Tendenzen zeigten sich bereits bei der Untersuchung des reinen erhärteten Zementsteins. Bei den Mörteln fehlt jedoch der scharfe Anstieg der spezifischen Oberflächen im Temperaturbereich 400-600°C. Eine erhöhte Rißbildung infolge der Quarzinversion bei 573°C läßt sich aus den Verläufen der spezifischen Oberfläche ebenfalls nicht ableiten.

Mit der N_2 - Sorption und der Quecksilberporosimetrie stehen uns zwei verschiedene Meßverfahren zur Verfügung, das Porenspektrum und seine Veränderungen infolge Temperatureinwirkung von Zementstein-, Mörtel- und Betonproben zu untersuchen. Die beiden Meßverfahren überlappen sich im Porenradienbereich von ca. 40-300 Å. Ein Vergleich der Messungen in diesem Bereich (vgl. Abschnitt 2.3.1) zeigt, daß ihre Übereinstimmung im Rahmen der Meßgenauigkeiten als sehr gut angesehen werden kann.

2.4 Rißbildung

Zur Untersuchung der Rißbildung in Beton wurde die Schallemissionsanalyse eingesetzt. Das Verfahren bietet gegenüber anderen Untersuchungsmethoden den Vorteil, daß die Rißdetektion in Echtzeit erfolgt, d.h. man erhält Informationen über Risse zur Zeit ihres Entstehens. Bei den hier vorliegenden thermischen Beanspruchungen ist dies von besonderer Bedeutung, weil der Nachweis von Rissen mit anderen Untersuchungsmethoden meist erst im wiederabgekühlten Zustand möglich ist.

Meßmethode

Die Methode der Schallemissionsanalyse beruht auf dem Phänomen, daß feste Werkstoffe bei einer nicht rein elastischen Beanspruchung spontan elastische Energie freisetzen, die als Spannungs- bzw. Schallwellen ausgesendet wird. Dabei wird ein breites Frequenzspektrum emittiert, das weit in das Ultraschallgebiet hineinreicht. Typische Schallemissionsphänomene liegen im Frequenzbereich 500 Hz bis 50 MHz. Aus versuchs- und geräte-technischen Gründen ist jedoch nur der Bereich von etwa 20 KHz bis 5 MHz interessant.

Die Amplituden der entstehenden Schallemissionswellen sind sehr gering und werden üblicherweise mit piezoelektrischen (manchmal auch optischen) Aufnehmern in elektrische Signale umgewandelt, die nach einer entsprechenden elektronischen Verstärkung ausgewertet werden können. Eine zusammenfassende Darstellung der Methodik und des Kenntnisstandes hinsichtlich der Anwendung auf Beton ist in /48/ zu finden.

Auswertung

In Bild 2.24 ist die Signalverarbeitung zum besseren Verständnis nochmals schematisch dargestellt. Eine von einem Riß emittierte Spannungswelle erzeugt im piezoelektrischen Schallaufnehmer ein gedämpftes elektrisches Spannungssignal. Die üblichste Bewertungsart besteht darin, alle Schwingungen dieses Burstsignals, die nach einer Verstärkung eine vorher fest eingestellte Schwellspannung überschreiten, in einem Impulszähler zu addieren. Dies ist das sogenannte "Ring-down-counting". Der erhaltene Meßwert ist die Impulssumme.

Für die weitere Bewertung kann das Wechselspannungssignal elektronisch quadriert, gleichgerichtet und in einem Tiefpaßfilter von hochfrequenten Anteilen befreit werden. Das so erhaltene Gleichspannungssignal definiert ein Rißereignis (Event); Anfang und Ende des Events werden durch Über- bzw. Unterschreiten einer vorgebbaren Triggerschwelle festgelegt. Durch Addition der Gleichspannungsimpulse in einem Zähler erhält man die Ereignissumme.

Das Gleichspannungssignal ist proportional der Energie des Rißereignisses. Es steuert einen Oszillator, wodurch die Signalenergie in digitale Zählpulse umgewandelt wird. Durch Addition dieser Impulse gelangt man zur Energiesumme.

Neben der Summendarstellung ist auch die Angabe der Impulse pro Zeiteinheit, die sog. Impulsrate, als Meßgröße üblich. Häufig lassen sich dadurch Veränderungen der Rißkinetik deutlicher veranschaulichen.

Ergebnisse

Die im folgenden beschriebenen Versuchsergebnisse behandeln die Schallemission von Beton infolge thermischer Beanspruchung. Die bei steigenden Temperaturen auftretende Rißbildung wird u.a. durch die unterschiedlichen

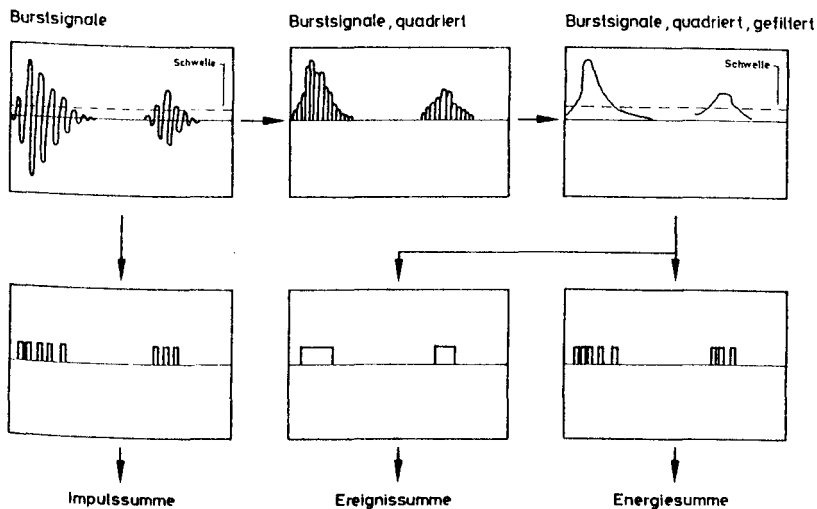


Bild 2.24: Schema der Signalverarbeitung bei der Schallemissionsaktivität

thermischen Ausdehnungen der Zementsteinmatrix und des Zuschlages verursacht. Art und Umfang der Rißbildung hängen somit stark von der Zusammensetzung des Betons ab. Es wurden daher Untersuchungen an Normal- und Leichtbetonen mit quarzitischem bzw. Blähtonzuschlag durchgeführt. Insbesondere werden systematische Untersuchungen zum "thermischen Kaisereffekt" bei diesen Betonarten angestrebt. Treten bei thermischen Belastungszyklen ähnliche Effekte wie der bekannte "Kaisereffekt" bei der Druckbelastung auf /49/, so wäre das ein zusätzlicher Beweis, daß die Schallemissionsaktivität von Rißbildungs- und Rißaufweitungs Vorgängen herrührt und nicht ausschließlich durch innere Reibungsvorgänge verursacht wird. Das Auftreten eines "thermischen Kaisereffekts" ließe hoffen, zumindest bereichsweise vorherige Temperaturbeanspruchungen von Beton auch nachträglich zu quantifizieren.

Bild 2.25 zeigt die thermische Dehnung und Schallemissionsaktivität eines Normalbetons als Funktion der Probenoberflächentemperatur. Als Schallemissionsaktivität ist die Ereignisrate (Ereignisse pro Minute) aufgetragen. Es lassen sich mindestens vier charakteristische Temperatur-

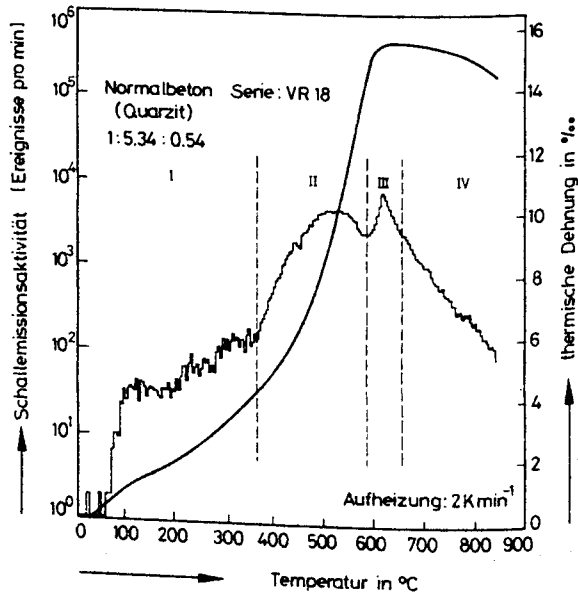


Bild 2.25: Schallemissionsaktivität und thermische Dehnung eines Quarzitbetons unter Temperaturbeanspruchung

bereiche mit deutlich unterschiedlichem Rißverhalten erkennen, die folgendermaßen interpretiert werden können:

Bereich I: Infolge der Verdampfung des Porenwassers setzen erste Schwindprozesse der Zementsteinmatrix ein, die zu erheblichen Gefügespannungen führen. Ebenso wie die herstellungsbedingten Schwindspannungen werden diese bis 350 °C durch Mikrorißbildung abgebaut.

Bereich II: Bei Temperaturen bis knapp unterhalb 600 °C verursacht die starke Ausdehnung des quarzitisches Zuschlags große Verformungen der Zementsteinmatrix. Weiterhin tritt der Zerfall des Portlandits ein. Beide Phänomene verursachen Ereignisraten von bis zu 5000 Ereignissen pro Minute. In diesen Bereich fallen erfahrungsgemäß auch die größten Festigkeitsverluste dieses Betons.

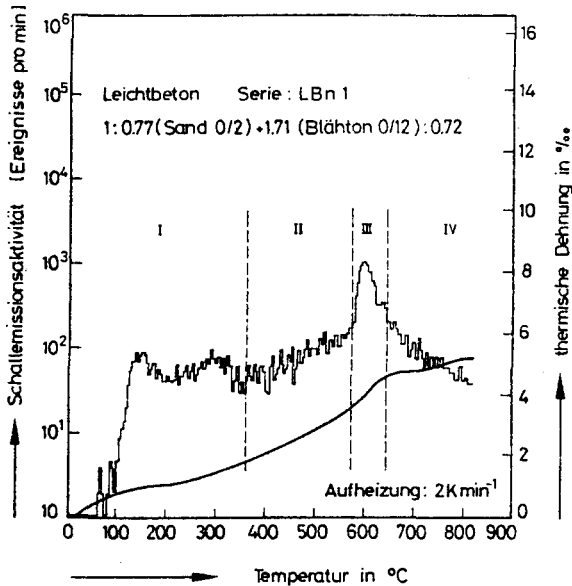


Bild 2.26: Schallemissionsaktivität und thermische Dehnung eines Leichtbetons unter Temperaturbeanspruchung

Bereich III: Die nochmals ansteigende Schallemissionsaktivität beginnt ab knapp 600 °C. Sie ist nach unserer Meinung der Mikrorißbildung im Beton infolge der plötzlichen Volumenzunahme des Zuschlags bei der Quarzumwandlung bei 573 °C zuzuordnen. Damit ist es mit Hilfe der Schallemissionsanalyse erstmals gelungen, in Realzeit, d.h. bereits während der Aufheizung, diesen Schädigungseffekt nachzuweisen.

Bereich IV: Oberhalb von ca. 650 °C tritt eine weitere Entfestigung durch Zersetzung der Zementsteinmatrix mit gleichzeitiger Volumenabnahme auf. Die Schallemissionsaktivität geht dabei zurück, da der Beton immer mehr haufwerksähnlichen Charakter annimmt, in dem sich letztlich keine inneren Spannungen mehr aufbauen können. Vergleichsmessungen haben gezeigt, daß durch die starke Zerstörung der Matrix die Ultraschalldämpfung deutlich ansteigt, woraus sich naturgemäß eine zusätzliche Abnahme der erfaßbaren

Ereignisse ergibt.

Auf Bild 2.26 ist das Temperaturverhalten eines Leichtbetons mit Bläh-tonzuschlag und Quarzsand dargestellt. Man erkennt, daß die Schallemissionsaktivität bis ziemlich genau 570°C auf einem mittleren Niveau bleibt, die Rißbildung also nicht gleichermaßen stark auftritt wie bei den Normalbetonen. Dies erklärt auch die vergleichsweise geringen Festigkeitsverluste und E-Modulabminderungen des Leichtbetons bei Temperatureinwirkungen bis 450°C. Andererseits verursacht der Sandanteil ab 570°C einen kräftigen Peak in der Schallemissionsaktivität. Die dabei auftretende Rißbildung wird sodann auch tatsächlich in einer erheblichen Entfestigung des Materials deutlich. Das insgesamt relativ hohe Niveau in der Schallemissionsaktivität deutet auf eine stärkere Rißbildung und Zerstörung des Bläh-tonzuschlags hin.

Kaisereffekt

Die Untersuchungen zum "thermischen Kaisereffekt" wurden an je einer Serie Normal- und Leichtbeton vorgenommen. Der Mischungsaufbau sowie die Frisch- und Festbetondaten sind in Tabelle 2.6 zusammengestellt.

Die Lagerung bis zur Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an DIN 1048: Ausschalung nach einem Tag, sieben Tage Wasserlagerung, anschließend Lagerung im Klimaraum bei 20°C und 65% r.F.

Im Versuchsprogramm wurden zylindrische Probekörper ($D=8\text{cm}$, $l=30\text{cm}$) aus Normal- und Leichtbeton auf unterschiedliche Temperaturen aufgeheizt (100, 200, 300, 400, 500, 600, 700°C), auf Raumtemperatur wieder abgekühlt und erneut bis auf 800°C aufgeheizt. Die Aufheizrate betrug jedesmal 2Kmin^{-1} . Parallel dazu wurde die Schallemissionsaktivität aufgenommen und registriert. Die Auswertung der Schallemission erfolgte als Ereignis- und Energiesumme; die Ergebnisse sind für den Normalbeton in den Bildern 2.27 und 2.28, für den Leichtbeton in 2.29 und 2.30 zu sehen.

Da die festgestellten Endsummen der Schallemission von Versuch zu Versuch stark streuen, wurden alle Ergebnisse eines Zyklus entsprechend dem Verhältnis ihrer Endsummen angeglichen und auf den Maximalwert normiert.

Bei beiden Betonsorten trat der thermische Kaisereffekt im Temperaturbereich 300 ~ 600°C auf, während die Versuche bei 100, 200 und 700°C keine Ergebnisse brachten.

Tabelle 2.6

Versuchsserie	Einheit	NBN1	LBN1
Portlandzement 35F	kg/m ³	344	345 ⁺
quarz.Sand 0- 2 mm	"	557	266
quarz.Kies 2- 8 mm	"	743	-
quarz.Kies 8-16 mm	"	557	-
Stedum ⁺⁺ 0- 2 mm	"	-	193
Stedum 2- 4 mm	"	-	96
Stedum 4- 8 mm	"	-	158
Stedum 8-12 mm	"	-	183
Gesamtwasser	"	179	250 ⁺⁺⁺
Ausbreitmaß	cm	38,5	-
Verdichtungsmaß	-	1,12	1,28
Frischbetonrohdichte	kg/dm ³	2,38	1,49
Rohdichte (28d)	"	2,36	1,45
Würfeldruckfestigkeit(28d)	N/mm ²	60,0	28,1

Versuchsalter: 90 Tage

+

PZ 45F

++

Leichtzuschlag

+++

W/Z = 0,5 effektiv (entspricht 77,2 kg/m³ Wasseranspruch des
Leichtzuschlags plus 172,5 kg/m³ Anmachwasser)

Beim Normalbeton werden bei der zweiten Aufheizung deutliche Schallemissions-Ereignisse (Bild 2.27) erst nach Überschreiten der jeweiligen vorher erreichten Maximaltemperatur registriert. In der Auftragung der Schallemissions-Energiesummen (Bild 2.28) steigen jedoch die 400, 500 und 600°C-Kurven deutlich vor Überschreiten der vorher erreichten Maximaltemperaturen an. Die bis zum Überschreiten der jeweiligen Erstaufheiztemperatur festgestellten wenigen Ereignisse müssen demnach mit einer relativ hohen Energieabgabe verbunden sein. Da Ereignisse, die in der Zweitaufheizung bis zum Erreichen der Erstaufheiztemperatur registriert werden, auf reversibel auflaufende Vorgänge, wie innere Reibungen und Verformungen zurückgeführt werden müssen, folgt, daß im Normalbeton ein Teil der während der Temperaturbeanspruchung aufgenommenen Energie zu reversiblen

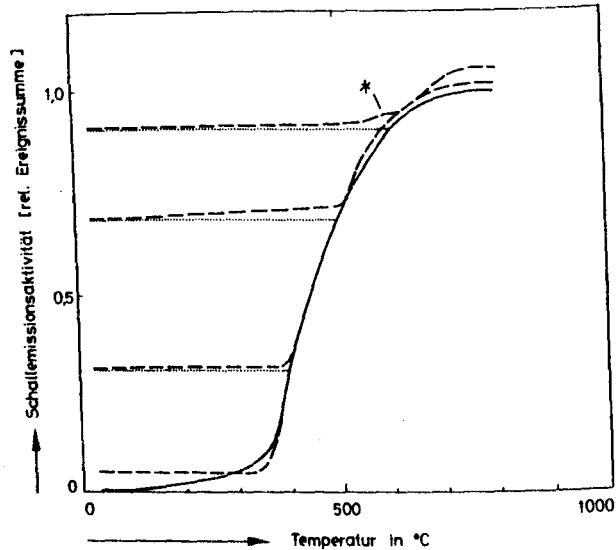


Bild 2.27: Schallemissionsaktivität einer thermisch wiederholt beanspruchten Normalbetonserie

Umstrukturierungen führt.

Beim Leichtbeton ist ein qualitativ gleiches Verhalten erkennbar. Der thermische Kaisereffekt ist im gleichen Temperaturintervall wie beim Normalbeton durch eine deutliche Steigerung der Schallemission bei Überschreiten der vorher erreichten Maximaltemperatur erkennbar. Da sich die Kurvenverläufe von Ereignissumme und Energiesumme hier (Bilder 2.29 und 2.30) im Gegensatz zum Normalbeton nur unwesentlich unterscheiden, laufen innere Reibungen o.ä. im Leichtbeton unter deutlich geringeren Energieabgaben ab. Eine Temperaturbeanspruchung führt hier fast ausschließlich zu irreversiblen Schädigungen wie Rissen u.a.

In den Bildern 2.28 - 2.30 macht sich die reversible Quarzinversion bei 573°C im 2. Aufheizzyklus der 600°C-Kurve bemerkbar. Sie ist dort durch einen Stern (*) gekennzeichnet. Die Quarzinversion verursacht demnach bei wiederholter Aufheizung erneut Risse, die eine Schallemission hervorrufen. Sie überlagert vor allem beim Leichtbeton den thermischen Kaisereffekt im Bereich 600°C.

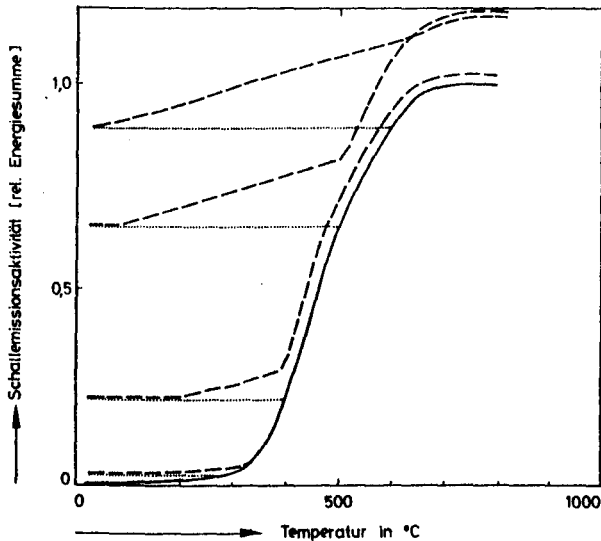


Bild 2.28: Schallemissionsaktivität einer thermisch wiederholt beanspruchten Normalbetonserie

Der thermische Kaisereffekt ist bei beiden untersuchten Betonsorten in Bereichen deutlich nachweisbar, in denen eine starke Temperaturabhängigkeit der Schallemission vorliegt. Diese Bereiche fallen mit den Bereichen II und III (s.o.) zusammen, in die die größten Festigkeitsverluste der Betone fallen. Bis ca. 300°C konnte bei beiden Betonen kein thermischer Kaisereffekt festgestellt werden. Die dort (Bereich I, s.o.) auftretenden Schwindspannungen und Mikrorisse verursachen nur wenig Schallemission, die durch die Schallemission innerer Reibungen überdeckt werden kann. Oberhalb 600°C (Bereich IV, s.o.) trat ebenfalls kein thermischer Kaisereffekt auf. In dem bereits stark geschädigten Beton findet keine weitere Rißbildung statt, weil sich in dem immer mehr haufwerksähnlichen Charakter annehmenden Beton keine inneren Spannungen mehr aufbauen.

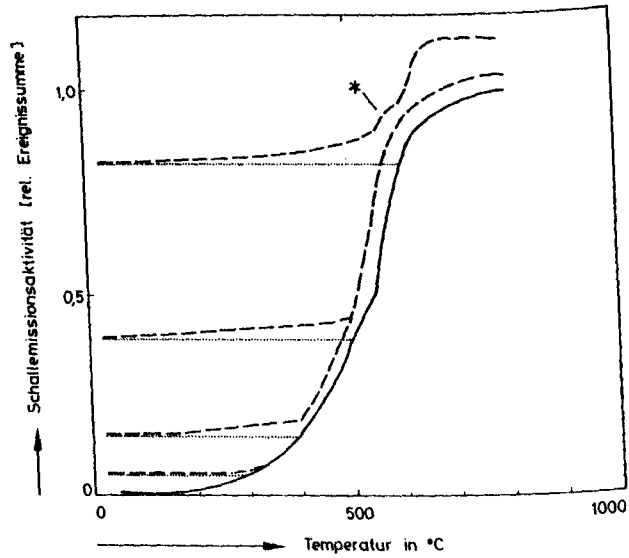


Bild 2.29: Schallemissionsaktivität einer thermisch wiederholt beanspruchten Leichtbetonserie

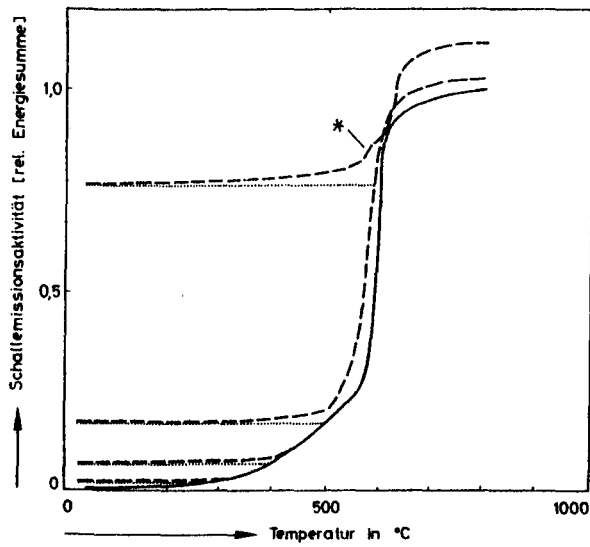


Bild 2.30: Schallemissionsaktivität einer thermisch wiederholt beanspruchten Leichtbetonserie

2.5 Thermische Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen

Im folgenden Abschnitt sind die wesentlichen thermischen Eigenschaften von verschiedenen Normalbetonen, wie Kalksteinbeton, Basaltsplittbeton und quarzitischer Kiesbeton, in Abhängigkeit von der Temperatur aufgeführt. Für den Temperaturbereich von 20°C bis zur Schmelztemperatur (ca. 1200°C) wurden die folgenden für Berechnungen von Temperaturfeldern benötigten Werkstoffkenngrößen zusammengestellt: Dichte ρ ($\text{Mg/m}^3 \hat{=} \text{g/cm}^3$), mittlere spezifische Wärmekapazität c_p (kJ/kgK), Wärmeleitfähigkeit λ (W/mK), Temperaturleitfähigkeit a (m^2/s).

Bekanntlich hängen die physikalischen Eigenschaften eines Betons, abgesehen von den Zuschlägen, dem Zement und dem Wasser/Zement-Wert, ganz wesentlich von den Herstellungs-, Verarbeitungs- und Hydratationsbedingungen bzw. der Nachbehandlungsart und von den Umgebungsbedingungen (Temperatur, Feuchtigkeit usw.) sowie von der Bauteilgeometrie ab. Naturgemäß ist daher im unteren Temperaturbereich, in dem das Betonwasser eine wichtige Rolle spielt, mit besonders großen Streuungen bei den thermischen Kennwerten zu rechnen. Ausgewertet sind hier eigene Daten sowie Literaturwerte, die uns zuverlässig erschienen und für deren Streuungen überwiegend betonspezifische Gründe vorzuliegen scheinen.

2.5.1 Dichte

Die Dichte wurde aus den gemessenen thermischen Ausdehnungen und den gemessenen Gewichtsverlusten während der Aufheizung rechnerisch bestimmt. Für verschiedene Betone ändert sie sich je nach Zuschlagsart und Feuchtigkeitsgehalt im Temperaturbereich 20–150°C mehr oder minder stark, wobei die Lagerungsbedingungen einen starken Einfluß haben. So ändert der wassergelagerte Kalksteinbeton (vgl. Bild 2.31) im Temperaturbereich von 20–150°C seine Dichte um nahezu $0,111 \text{ g/cm}^3$. Dagegen zeigte sich, daß bei 20°C/65% r.F. klimatisierte Proben bei der anschließenden Erwärmung im Temperaturbereich 20–150°C nur vergleichsweise wenig Wasser abgeben und sich somit die Betondichte auch wenig ändert. Harmathy /17/ scheint zur Dichtebestimmung einen nahezu trockenen Beton benutzt zu haben. Der Kalksteinbeton von Hildenbrand et al. /7/ liegt im mittleren Feuchtigkeitsbereich. Im Bereich von 150°C bis zum Einsatz der Kalksteinentsäuerung (600°C) fällt die Dichte von Beton nur recht geringfügig ab (Grund: nahezu

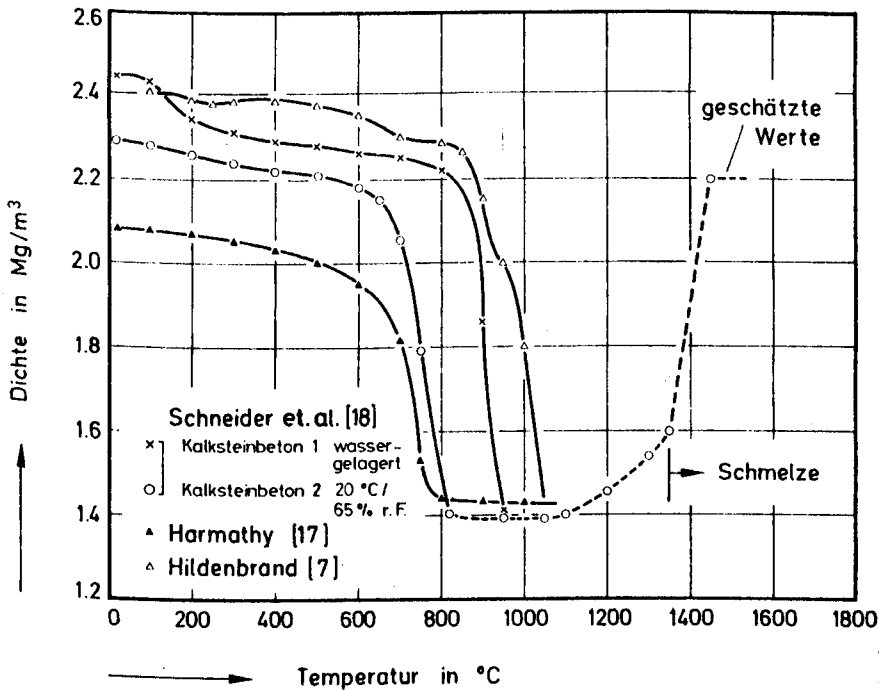


Bild 2.31: Dichte von Kalksteinbeton

Gewichtskonstanz bei Probekörperdehnung).

Je nach Zusammensetzung des Kalksteins und den vorherrschenden Aufheizbedingungen beginnt die Kalksteinentsäuerung im Beton zwischen 600°C und 900°C. Sie führt letztlich zu einem hochporösen Beton ($\rho = 1,4 \text{ g/cm}^3$) /4/. Bei weiterer Erwärmung fällt die Dichte zuerst weiter ab (Ausdehnung der Probekörper bei nahezu konstantem Gewicht), danach ist jedoch wieder ein leichtes Ansteigen zu erwarten (Sinterprozesse). Mit dem Beginn der Schmelzprozesse steigt die Dichte weiter an. Sie erreicht vermutlich etwa die Dichte von geschmolzenem Tafelglas $\rho(T=1000^\circ\text{C})=2,2-2,6 \text{ g/cm}^3$.

Quarzitischen Betone (vgl. Bild 2.32) zeigen im Gegensatz zu den kalkitischen Betonen einen etwas steileren Abfall der Dichte im Temperaturbereich zwischen Raumtemperatur und 700°C, dabei wird die Anfangssteigung

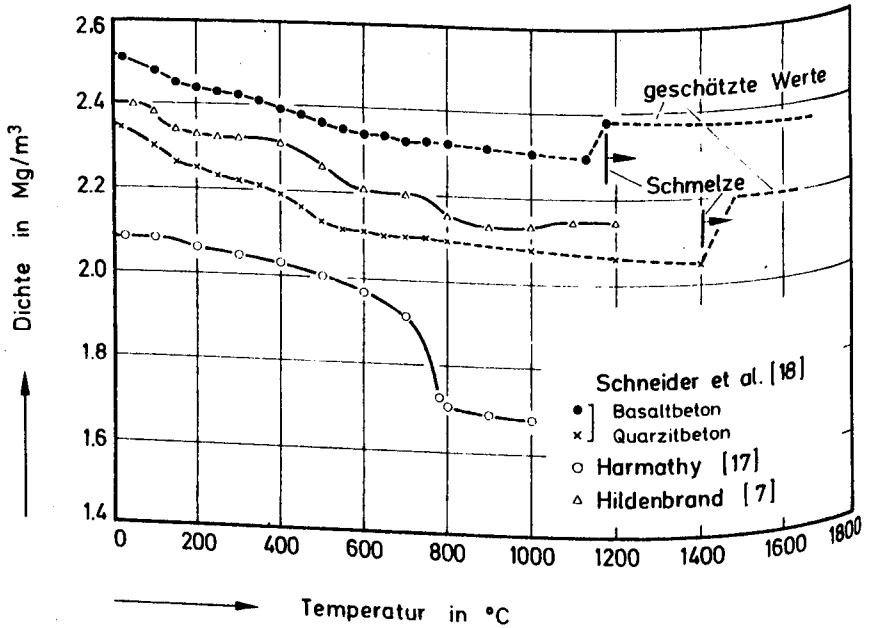


Bild 2.32: Dichte von Betonen mit silikatischen Zuschlägen

wiederum durch die Entwässerung bestimmt, während bei den höheren Temperaturen vor allem die höhere thermische Dehnung der Quarzite für den stärkeren Abfall verantwortlich ist. Basaltbeton zeigt einen etwas geringeren Dichteabfall, da die basaltischen Zuschläge eine vergleichsweise geringe thermische Dehnung (vgl. /17/) aufweisen. Lediglich durch den Zusatz von quarzitischen Sänden als Feinzuschlag fällt der Dichteabfall in den Bereich des Dichteabfalls für Kiesbetone. Der starke Dichteabfall des Kiesbetons von Harmathy /17/ bei 700°C ist etwas unerklärlich. Wahrscheinlich enthalten die Zuschläge einen größeren Anteil an Kalkstein ohne daß der Verfasser darauf hingewiesen hat.

Kurz unterhalb von 1200°C beginnen die Betone, wie erwähnt, zu schmelzen, wobei zuerst kleine Schmelzeinseln in der Zementsteinmatrix gebildet werden. Ein Einfluß auf die Dichte ist für Basaltbetone ab ca. 1200°C zu erwarten. Während die quarzitischen Grobzuschläge meßbar erst ab 1400°C abschmelzen. Die Dichte der Betonschmelze liegt bei Temperaturen oberhalb von 1400 bis 1500°C im Bereich 2,2 - 2,4 g/cm³.

2.5.2 Mittlere spezifische Wärmekapazität

Die Bilder 2.33 und 2.34 geben einen Überblick über spezifische Wärmekapazitäten von verschiedenen Betonen. Zum Vergleich sind auch die spezifischen Wärmen von Gläsern mitgeteilt, deren Messung als recht sicher gilt und die sich auch mit guter Genauigkeit aus den Anteilen der spezifischen Wärmen der glasbildenden Oxide berechnen lassen. Berücksichtigt man, daß die spezifischen Wärmen von Gläsern durchschnittlich etwas größer als von Kristallen sind, und daß quarzitischer Beton als Hauptbestandteil kristallines SiO_2 besitzt, müßte sich für quarzitischen Beton bei Raumtemperatur eine spezifische Wärme von ca. 0,80 kJ/kgK [53] ergeben. Ein vergleichbarer Wert ist auch für kalzitische Betone zu erwarten. Die Meßwerte nach Bild 2.33 und 2.34 liegen, unabhängig von der Betonart, abgesehen von den Werten von Pogorzelski [58], etwas oberhalb dieses Wertes. Diese dürfte vor allem zwei Gründe haben. Einmal wird die spezifische Wärme durch das vorhandene Wasser erhöht ($c_p = 4,1868 \text{ kJ/kgK}$), und zum anderen tragen die bei hohen Temperaturen ablaufenden Reaktionen,

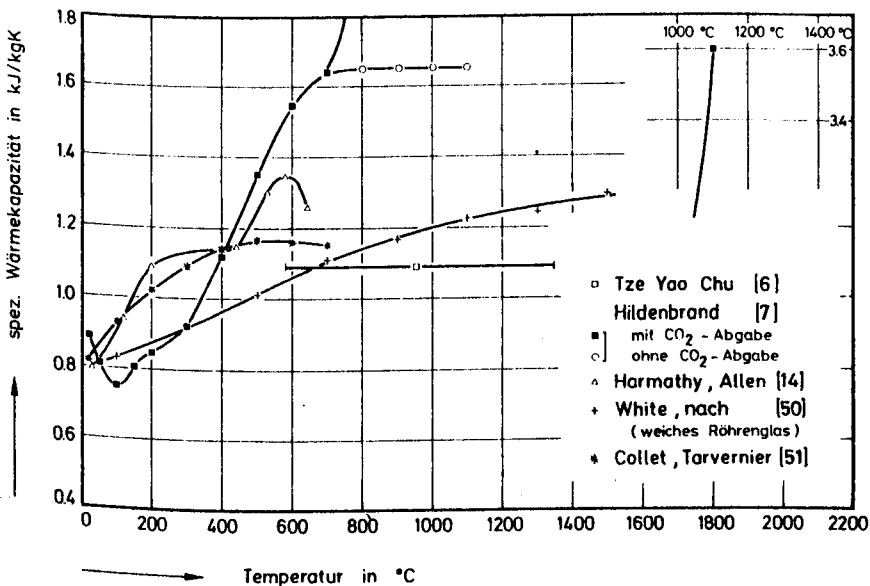


Bild 2.33: Spezifische Wärme von Kalksteinbetonen

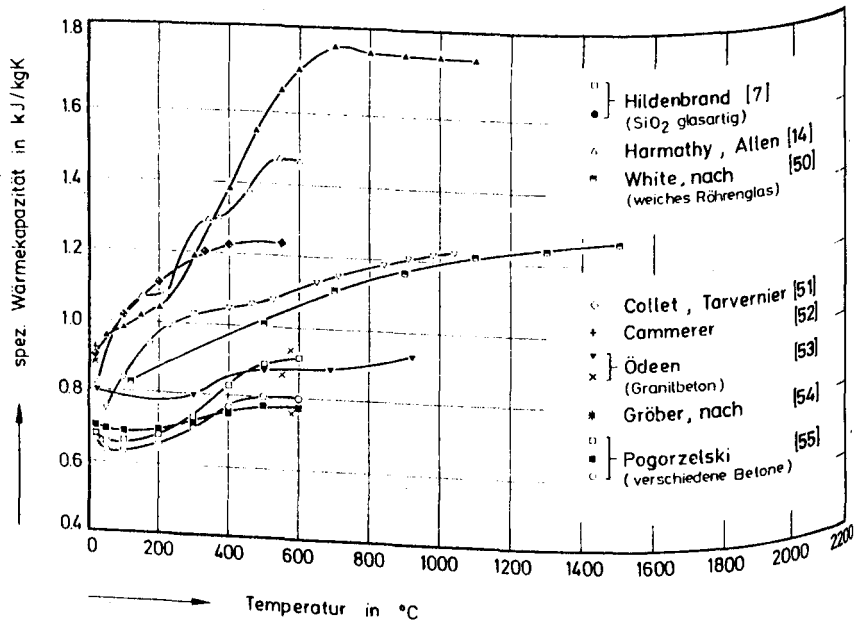


Bild 2.34: Spezifische Wärme von Betonen mit silikatischen Zuschlägen

die fast ausnahmslos endotherm verlaufen, zu einer scheinbaren Erhöhung der "spezifischen Wärmen" bei. Besonders deutlich wird dies an der Kurve von Hildenbrand et al. [7] für den kalzitischen Beton. Je nachdem ob die Kalksteinentsäuerung berücksichtigt wird oder nicht, ist bei 1100 °C eine spezifische Wärmekapazität von 1,65 kJ/kgK oder von 3,6 kJ/kgK gemessen worden. Die tatsächlichen spezifischen Wärmen von Beton dürften, vorausgesetzt alle Reaktionswärmen könnten separat erfasst und eliminiert werden, etwas oberhalb der spezifischen Wärmen der Gläser liegen.

2.5.3 Wärmeleitfähigkeit

Die Meßwerte der Wärmeleitfähigkeiten von Beton (vgl. Bild 2.35 bis 2.36) umfassen im gesamten Temperaturbereich ein sehr breites Band. Hauptursache dafür ist der unterschiedliche Aufbau der Betone. Wichtige Einflußgrößen sind unter anderem der Zuschlag, der Zementstein, das Porenvolumen, die Porenverteilung und der Wassergehalt des Betons. Daneben beeinflussen aber

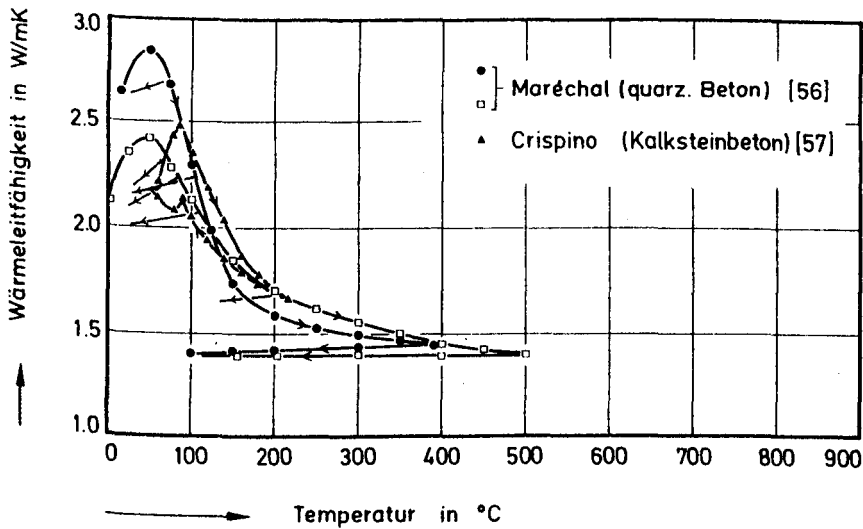


Bild 2.35: Wärmeleitfähigkeit von bei 98 % r.F. gelagerten Betonen

auch die Versuchsmethode und die Interpretation der Versuchsergebnisse die einzelnen Werte.

Eine Hauptschwierigkeit bei der Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit von Beton liegt darin, daß bei der Messung fast immer gekoppelte Transportphänomene auftreten. So hat man es in den meisten Fällen mit einem gekoppelten Massen- und Wärmetransport zu tun, wobei naturgemäß physikochemische Reaktionen im Beton ebenfalls eine Rolle spielen. Da die einzelnen Reaktionen bzw. Transportanteile experimentell meist nicht getrennt werden können, gibt man eine scheinbare Wärmeleitfähigkeit an, die nicht allein von der Temperatur, sondern u. U. auch von dem Weg, auf dem diese Temperatur erreicht wurde, abhängt. So hat Maréchal /56/ beispielsweise gefunden, daß die Wärmeleitfähigkeit von quarzitischem Beton im jungfräulichen Zustand bei 100°C ein λ von 2,3 W/mK besitzt, während er im wieder erkalteten Zustand nach dem Aufheizen auf 400°C bzw. 500°C nur noch ein λ von 1,4 W/mK zeigt. Die Wärmeleitfähigkeit liegt erwartungsgemäß bei der Höchsttemperatur etwas höher als im abgekühlten Zustand (vgl. Bild 2.35).

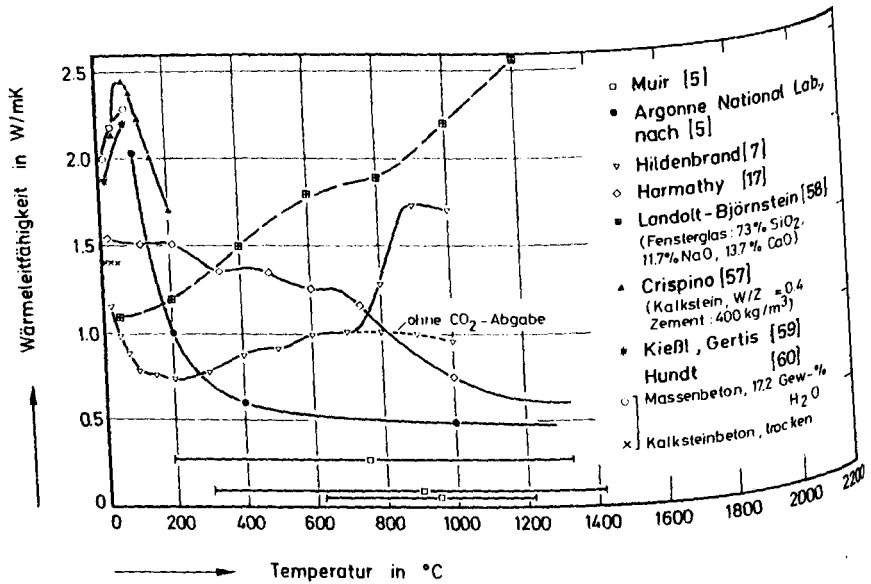


Bild 2.36: Wärmeleitfähigkeit von Kalksteinbeton

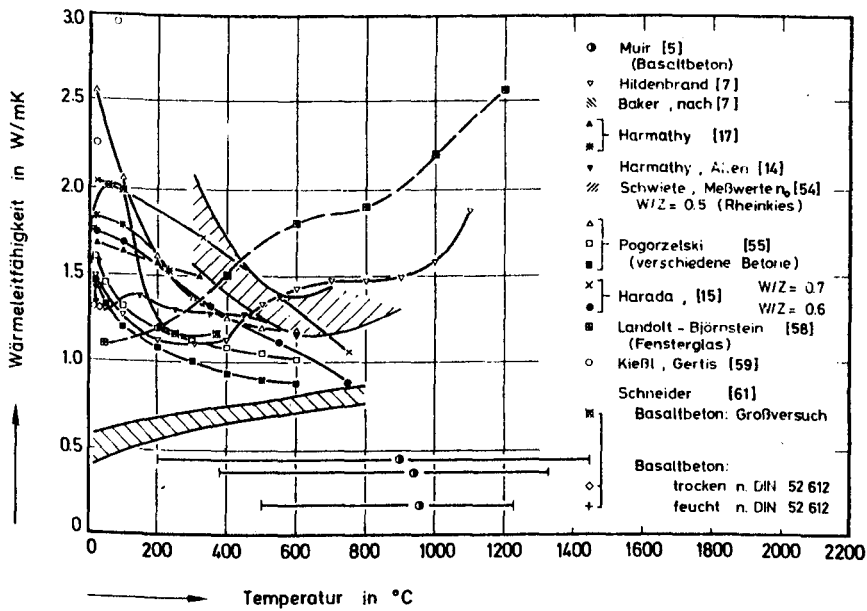


Bild 2.37: Wärmeleitfähigkeit von silikatischen Betonen

2.5.4 Temperaturleitfähigkeit

Die Temperaturleitfähigkeiten (vgl. Bild 2.38 und 2.39) weisen in etwa die gleiche Tendenz auf wie die Wärmeleitfähigkeiten. Von relativ hohen Werten bei Raumtemperatur ($0,6 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bis $1,1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) sinken sie nahezu monoton auf Werte um $0,35 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bei 1000°C ab. Lediglich die Werte von Chu [6] und Muir [5], die durch Fitten von Temperaturverteilungen bei sehr hohen Wärmestromdichten gewonnen wurden, liegen deutlich unterhalb dieser Werte. Eine plausible Erklärung konnte dafür bisher nicht gefunden werden.

Aufgrund des großen Einflusses der Feuchtigkeit auf die Wärmeleitfähigkeit und Dichte sind die größten Unterschiede für α im Temperaturbereich unterhalb 200°C zu beobachten. Bei höheren Temperaturen liegen die Meßwerte (abgesehen von den Werten von Muir und Chu) relativ eng beieinander. Der Grund für den engen Streubereich für die α -Werte dürfte darin zu sehen sein, daß die Temperaturleitzahl in den meisten Fällen aus instationären Erwärmungsversuchen entnommen werden kann,

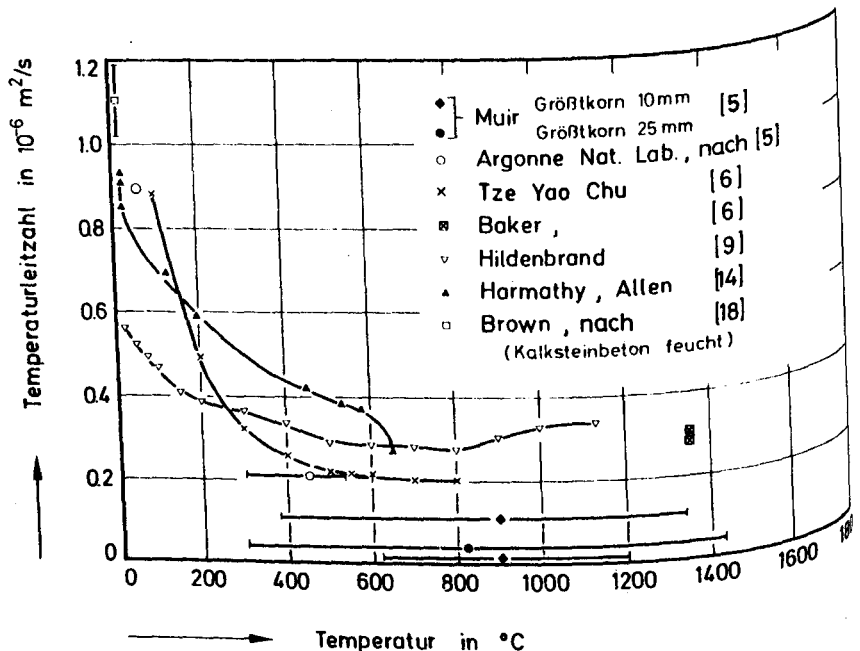


Bild 2.38: Temperaturleitzahl von Kalksteinbetonen

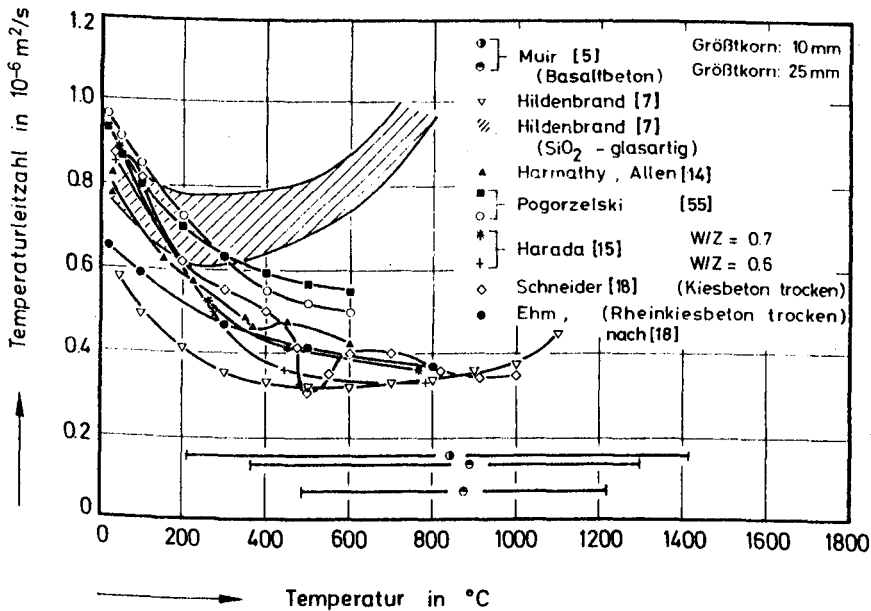


Bild 2.39: Temperaturleitzahl Betonen mit silikatischen Zuschlägen

während bei vielen Arten der λ -Bestimmung zusätzlich c_p und ρ mit ihren begrenzten Genauigkeiten in den Auswertungen herangezogen werden müssen. Bei gleichem Erwärmungsverhalten unterschiedlicher Betone ergeben sich u.U. gleiche Werte für α , während daraus je nach Genauigkeit der c_p - und ρ -Daten recht unterschiedliche λ -Werte resultieren können.

Die recht hohe Temperaturleitzahl für Glas bei hohen Temperaturen ergibt sich aus der Transparenz für Temperaturstrahlung, die als Ursache der "effektiven" Wärmeleitfähigkeit anzusehen ist und bekanntlich mit T^4 ansteigt. Für eine Betonschmelze dürften sich sehr viel niedrigere Temperaturleitzahlen ergeben. Ein realistischer Wert ist nach unseren Erfahrungen $0,3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bei 1200°C .

3. Auswirkung hoher Temperaturen auf das einaxiale Verformungsverhalten

Untersuchungen über das mechanische Verhalten von Festbeton bei hohen Temperaturen bilden einen Schwerpunkt im Teilprojekt B 3 des SFB 148. In den ersten drei Förderungsperioden wurden vornehmlich Leichtbetone und Normalbetone aus verschiedenen Zuschlägen wie Quarzkies, Kalkstein, Sandstein und Basaltsplitt mit Hochofen- und Portlandzement als Bindemitteln untersucht, wobei das Festigkeits- und Verformungsverhalten bei stationären Temperaturen sowie Fragen des Kriechen sowohl unter stationären als auch instationären Temperaturen im Vordergrund standen. Diese Arbeiten fanden in der letzten Förderungsperiode ihre Ergänzungen in Untersuchungen zu den Themen Zwängungs- und Relaxationsvorgänge, Zug- und Restfestigkeiten und irreversible Verformungen über die im folgenden berichtet wird.

Anzumerken ist noch, daß infolge der Mittelkürzungen und der personellen Situation (für Herrn Rosenberger, der im Februar 1982 durch einen tragischen Unfall ums Leben kam, mußte zunächst ein Nachfolger gefunden und in die schwierige Materie der Strukturuntersuchungen eingearbeitet werden) die Untersuchungen über irreversible Verformungen und Restfestigkeiten nicht planmäßig zu Ende geführt werden konnten und daher im Antrag für die kommende Förderungsperiode erneut aufgenommen wurden.

3.1 Zwängungen

Bei den Untersuchungen geht es zunächst nur um die Ermittlung von Zwängungsspannungen in einaxial beanspruchten Betonproben, die während einer definierten Aufheizung in ihrer Ausdehnung behindert werden. Die dazu entwickelte Versuchsmethode soll zunächst kurz vorgestellt werden. Bild 3.1 zeigt schematisch den Versuchsablauf: zur Zeit $t = 0$ wird die Betonprobe (Zylinder, $D=8$ cm, $L=30$ cm) belastet und entsprechend der Höhe der aufgetragenen Beanspruchung - z.B. 30 % der Kurzzeitfestigkeit bei 20°C - elastisch gestaucht. Nach Aufbringen der Anfangsbelastung, die etwa den Gebrauchszustand im Bauwerk simulieren soll, wird die elektrische Heizung des Prüfofens in Betrieb gesetzt. Die Aufheizgeschwindigkeit, gemessen an der Probenoberfläche, wird fest vorgegeben. Sie ist über den gesamten Versuchszeitraum konstant. Die anfängliche Stauchung der Betonprobe wird über die servohydraulische Verformungsregelung der Prüfmaschine während der Aufheizung konstant gehalten. Die sich einstel-

lenden Zwängungen werden kontinuierlich gemessen und registriert.

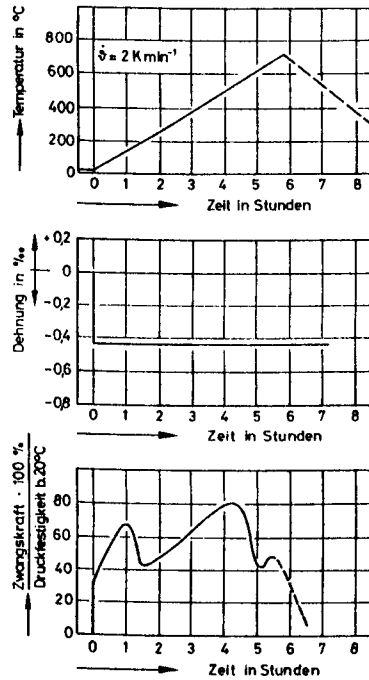


Bild 3.1: Versuchsablauf zur Ermittlung von Zwängungskräften

Die Versuchsart ähnelt also sehr stark den bekannten Warmkriechversuchen. Dort werden jedoch die anfänglichen Spannungen konstant gehalten und die Dehnungen gemessen. In theoretischer Hinsicht bilden die Warmkriech- und Zwängungsmessungen für instationäre Temperaturen das Analogon zu Kriech- und Relaxationsmessungen bei stationären Temperaturen. Zwischen Kriechen und Relaxation besteht ein enger Zusammenhang. So sind Kriechen und Relaxation (näherungsweise sei Linearität zwischen Spannungen und Verformungen gemäß Gl.3.1 vorausgesetzt) über die Integralgleichung

$$\int_0^t \varphi(t-\tau) \cdot \psi(\tau) d\tau = t \quad (3.1)$$

verknüpft, wobei $\varphi(t)$ die Kriechfunktion und $\psi(t)$ die Relaxationsfunktion darstellen. Aus einer bekannten Kriechfunktion läßt sich somit die dazugehörige Relaxationsfunktion ermitteln und umgekehrt (vergl. Faltungs- und Eindeutigkeitssatz).

Die Untersuchungen im haben ergeben, daß sich unter bestimmten Bedingungen für das Warmkriechen bzw. das instationäre Hochtemperaturkriechen, ebenfalls wie im stationären Fall, Kriechfunktionen $\rho(\dot{\epsilon})$ angeben lassen, die in weiten Bereichen die geforderte Linearität aufweisen /16/. Unter Berücksichtigung der thermischen Ausdehnung läßt sich die Gesamtverformung des Materials durch

$$\epsilon_{\text{ges}} = \epsilon_{\text{therm}}(\dot{\epsilon}) - \frac{\sigma}{E(\dot{\epsilon})} (1 + \varphi(\dot{\epsilon})) \quad (3.2)$$

beschreiben, wobei Dehnungen als positiv angenommen sind. Die entsprechende Relaxationsfunktion gewinnt man über den Ansatz

$$\dot{\epsilon}_{\text{th}} = \dot{\epsilon}_{\text{el}} + \dot{\epsilon}_{\text{Kr. inst.}} \quad (3.3)$$

Die Geschwindigkeit der thermischen Dehnung entspricht zu jedem Zeitpunkt der Summe aus elastischen und nichtelastischen Verformungsgeschwindigkeiten. Einen ähnlichen Ansatz verwendete Wittmann /62/ mit Erfolg für Relaxationsberechnungen im stationären Fall bei 20°C ($\dot{\epsilon}_{\text{th}} = 0$).

$$\dot{\sigma} = \sigma \cdot R(t) + Q(t) \quad (3.4)$$

worin

$$R(t) = -E(t) \cdot \frac{\partial}{\partial t} [\varphi(t)/E(t)]_0 \quad (3.5)$$

die Relaxationsfunktion darstellt und

$$Q(t) = E(t) \cdot \dot{\epsilon}_{th} \quad (3.6)$$

als thermische Belastungsfunktion definiert ist /63/.

Aus den Gleichungen 3.2, 3.4 ist ersichtlich, daß sowohl die Zwangskraftentwicklung als auch die Gesamtverformung bestimmt werden durch:

- die thermische Dehnung bzw. Dehnungsgeschwindigkeit,
- den temperaturabhängigen E-Modul und
- die φ -Funktion.

Ziel der Untersuchungen war es daher festzustellen:

- inwieweit thermische Dehnung, E-Modul und φ -Funktionen tatsächlich die Zwangskräfte beeinflussen und
- welchen Einfluß die Feuchtigkeit bzw. Vorlagerung der verschiedenen Betone auf die Zwangskraftentwicklung besitzt.

Dazu wurden Zwängungsuntersuchungen durchgeführt an:

- Leichtbeton mit Blähtonzuschlag,
- Normalbetonen mit Kalksplitt, Basaltsplitt, Quarzkies und Sandsteinzuschlag.

Die entsprechenden Materialkennwerte, thermische Dehnung, E-Modul und φ -Funktion sind bereits aus früheren Untersuchungen her bekannt /1,64/.

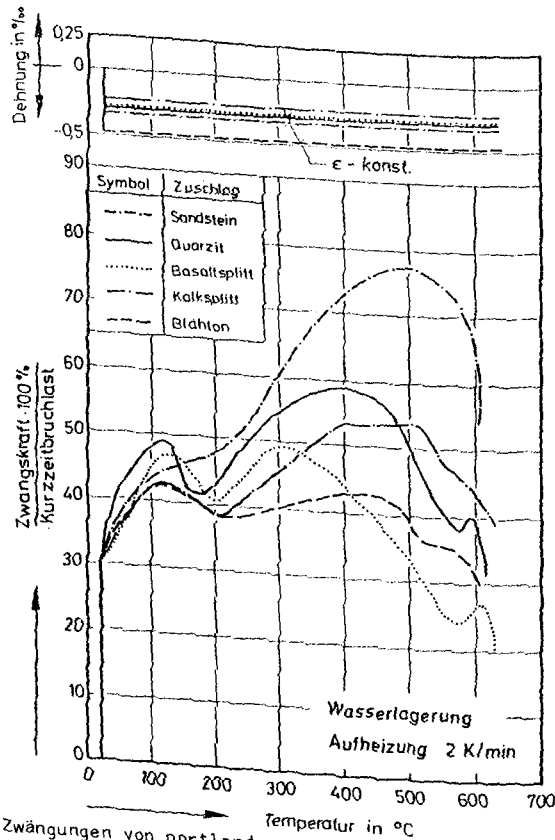


Bild 3.2: Zwängungen von portlandzementgebundenen Betonen mit verschiedenen Zuschlägen

Bild 3.2 zeigt die Ergebnisse der Zwängungsuntersuchungen der entsprechenden Betone. Die Betonmischungen unterschieden sich im Zementgehalt und im W/Z Wert nur relativ gering. Der Zementgehalt betrug ca. 350 kg/m³ PZ 35 F, und der W/Z-Wert lag bei ca. 0,5 - 0,55. Für den Leichtbeton gilt das gleiche, abgesehen vom höheren Gesamtwassergehalt. Alle Probekörper waren über 1 Jahr alt und wurden bis ca. 3-4 Wochen vor der Prüfung im Klimaraum (20/65) gelagert. Danach wurden die Proben dem Klimaraum entnommen und bis unmittelbar vor Versuchsbeginn unter Wasser gelagert.

Alle Betone zeigen bis 150°C nahezu gleich hohe Zwängungsspannungen.

Geringe Differenzen lassen sich eindeutig durch Unterschiede in den thermischen Dehnungen der einzelnen Betone erklären. Die größten Ausdehnungen zeigen quarzitisches Beton, gefolgt von Sandsteinbetonen und vom Basaltsplittbeton. Der Kalkstein bildet das Schlußlicht. Bei den Zwängungen ergibt sich die gleiche Reihenfolge, d. h. die Betone mit der größten thermischen Dehnung zeigen zunächst auch die höchsten Zwängkräfte. Kalkstein und Leichtbeton weisen nahezu identische Zwängungen auf.

Der Feuchtetransport im Beton, der verstärkt bei 105°C eintritt - hier beträgt der Wasserdampfdruck etwa 2,0 bar - und bis etwa 200 °C (Dampfdruck etwa 16 bar) mit großer Intensität abläuft, führt zwischen 100 und 200 °C zu einer erheblichen Minderung der Zwängkräfte. Beim Sandsteinbeton verläuft die Zwängkraft im gleichen Temperaturbereich zwar leicht degressiv, eine Abnahme der Zwängkräfte wie bei den anderen Betonen wurde jedoch nicht beobachtet.

Oberhalb von 200 °C ist das Kapillarwasser im Beton verdampft, so daß das erhöhte Kriechen und Schwinden erheblich an Umfang abgenommen hat. Die Zwängkräfte steigen entsprechend den thermischen Dehnungen nahezu linear an. Es macht sich aber auch schon deutlich der Einfluß der verschiedenen Kriechfunktionen bemerkbar. Sandstein zeigte zwar die zweithöchste thermische Dehnung, besitzt aber die geringsten φ -Werte, während beispielsweise der Leichtbeton eine kleine thermische Dehnung, aber die höchsten φ -Werte aufweist. Entsprechend liegen die Zwängungen dieser beiden Betone auch im oberen und unteren Bereich der Zwängkräfte.

Ab Temperaturen oberhalb 400 bis 500 °C beginnen die Zwängkräfte bei allen Betonen geringer zu werden, obwohl die thermischen Dehnungen, mit Ausnahme der des Leichtbetons, noch weiter steigen. Diese Abnahme der Zwängkräfte läßt sich für drei Normalbetone mit der starken Abnahme im E-Modul erklären, d. h. die elastische und nichtelastische Verformungsfähigkeit - die Kriechfunktion ist mit E verknüpft (!) - sind an diesem Rückgang gleichermaßen beteiligt.

Beim Kalksteinbeton, bei dem der E-Modul erst zu den höheren Temperaturen hin den Steilabfall zeigt, wurde ebenso wie beim Leichtbeton, bei dem die Verhältnisse ähnlich liegen, im Temperaturbereich 400 - 500 °C ein deutlicher Anstieg der φ -Werte registriert, d. h. die Zwängungen wurden hier im überwiegenden Maße durch Kriechvorgänge abgebaut. Bei noch höheren Temperaturen nehmen die Zwängungsspannungen weiter ab. Beim quarzhaltigen Beton tritt in der Nähe des Quarzsprunges bei 573 °C noch einmal ein

geringer Zwängungsanstieg auf. Hiernach gehen die Zwangskräfte recht schnell unter die Ausgangsspannungen zurück, denn eine Spannung von 30 % bei 650°C ist für einige Betone nahezu identisch mit der Hochtemperaturkurzzeitdruckfestigkeit /64/.

Im folgenden wird der Einfluß der Betonfeuchte auf die Zwangskraftentwicklung diskutiert, weil dieses im Hinblick auf das Bauteilverhalten von großer Bedeutung ist. Bild 3.3 zeigt die Zwangskraftentwicklung des Basaltsplittbetons. Die untersuchten Probekörper wurden bis zur Versuchsdurchführung verschiedenartig vorgelagert: alle Betonproben wurden nach dem Ausschalen 7 Tage unter Wasser und anschließend bis ca. 14 Tage vor dem Versuchstag im Klimaraum bei ca. 20°C und 65 % rel. Feuchte gelagert. Die mit "wassergelagert" bezeichneten Proben wurden danach aus dem Klimaraum

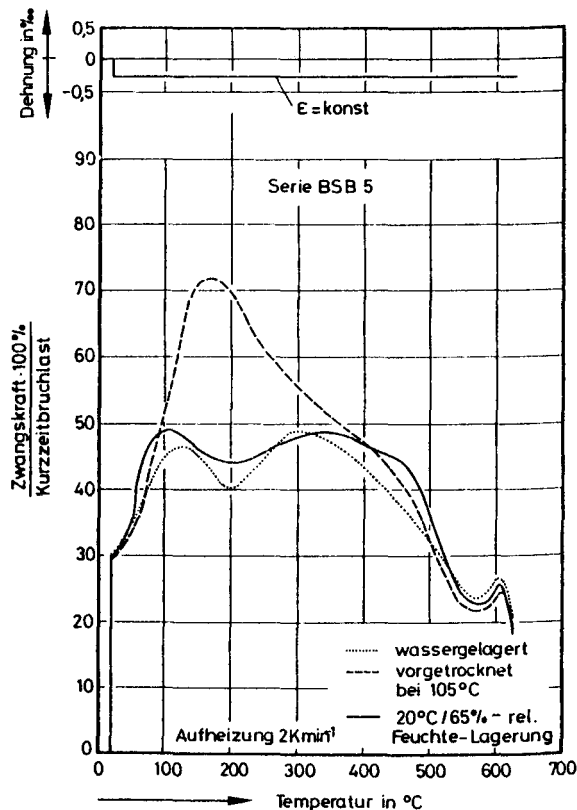


Bild 3.3: Zwängungen von Basaltsplittbeton

entfernt und bis unmittelbar vor dem Versuchsbeginn wassergelagert. Die mit "vorgetrocknet" bezeichneten Proben wurden im Trockenschrank 14 Tage lang bei 105 °C getrocknet. Die 20/65-Proben verblieben dagegen im Klimaraum.

Aus Bild 3.3 geht sehr deutlich der Einfluß der Betonfeuchte auf die Zwangskraftentwicklung hervor. Während wassergelagerte und im Klimaraum aufbewahrte Proben maximale Zwängungen von 50 % der Kurzzeitfestigkeit aufweisen, übersteigen die Zwängungen der vorgetrockneten Proben 70 %. Dies gilt jedoch nur für den Temperaturbereich unterhalb etwa 300 °C. Die Höhe der Zwangskraftspitzen ist eindeutig mit dem Grad des Wassergehalts korreliert, d. h. je höher der Austrocknungsgrad, desto höher die Spannungsspitzen. Oberhalb von 300 °C sind die Proben nahezu vollständig

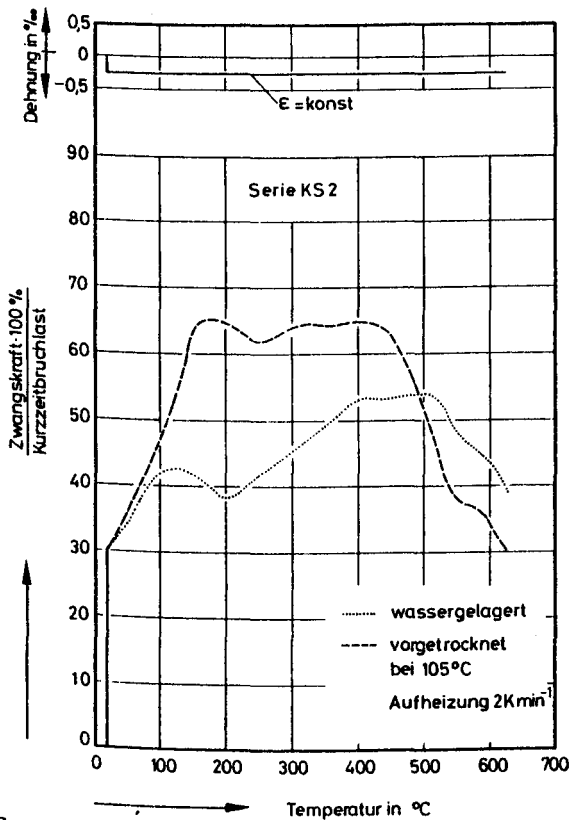


Bild 3.4: Zwängungen von Kalksteinbeton

entwässert. Konsequenterweise zeigen die verschiedenartigen Proben keine signifikanten Unterschiede in den Zwängungen. Die gleichen Beobachtungen wurden auch bei Kalksteinbeton gemacht (Bild 3.4).

Auch hier zeigen die vorgetrockneten Proben im unteren Temperaturbereich erheblich höhere Zwängungsspitzen als die wassergelagerten Proben.

Ähnlich liegen die Verhältnisse beim Normalbeton mit quarzitäen Zuschlägen (Bild 3.5). Die Spannungsspitzen der vorgetrockneten Proben betragen aufgrund der gegenüber Sandsteinbeton höheren Kriechwerte 74 % bei 200 °C und 60 % bei 400 °C. Beim Sandsteinbeton traten ähnliche Effekte auf. Der Leichtbeton bildet hinsichtlich der Zwangskraftentwicklung gegenüber den Normalbetonen keine Ausnahme, auch hier hängen die

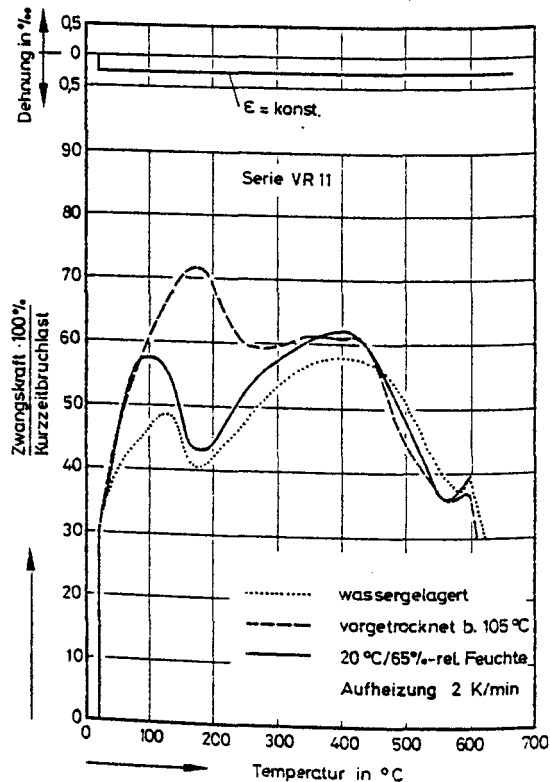


Bild: 3.5: Zwängungen von Normalbeton mit überwiegend quarzhaltigen Zuschlägen

Zwängungen im unteren Temperaturbereich wesentlich vom Feuchtegehalt ab. Entsprechende Meßergebnisse sind in /63/ diskutiert.

Über die Auswirkungen des Feuchtegehalts und des Feuchtetransports auf die Entwicklung der Zwangskräfte wurden über die hier mitgeteilten Ergebnisse hinaus umfangreiche Untersuchungen, die auch die sogenannte behinderte Austrocknung einschließen, durchgeführt. Über diese Untersuchungsergebnisse wird in Kürze ausführlich berichtet.

3.2 Relaxation

Zur Durchführung bisher fehlender Relaxationsuntersuchungen an Normalbeton und Mörtel bei stationären Temperaturen wurde eigens ein Versuchsstand entwickelt und aus Mitteln des Instituts gebaut. Der Versuchsstand ermöglicht es an drei Proben (Durchmesser $D=15$ cm, Länge $L=60$ cm) Kriech- oder Relaxationsversuche bei hohen Temperaturen bis zu etwa 500°C und an zwei Proben Versuche bei Raumtemperatur gleichzeitig durchzuführen. Die Proben werden über ein pneumatisches System belastet. Die Einstellung der Belastungshöhe und das Nachjustieren erfolgen per Hand.

Die resultierenden Verformungen werden jeweils mit Hilfe von 2 Dilatometern (bestehend aus einer temperaturbeständigen Klemmvorrichtung, zwei Zerodurstäben, einer Meßuhr und der Halterung) ermittelt.

Die Meßstrecke liegt symmetrisch zur Probekörpermitte und hat eine Länge von ca. 27 cm, vgl. Bild 3.6. Die Meßergebnisse sind somit frei von Randeinflüssen. Zur Überprüfung der Zuverlässigkeit der Meßmethode wurden bei Vorversuchen an den Probekörpern jeweils noch 2 Meßstrecken für Messungen mit Setzdehnungsmessern installiert.

Bild 3.6 zeigt die bei einem Kriechversuch bei 20°C an einem portlandzementgebundenen Mörtel gemessenen Kriechverformungen. Die Belastung betrug hier 30% der Kurzzeitfestigkeit. Die eingetragenen Symbole repräsentieren jeweils die Mittelwerte aus zwei Meßwerten. Man erkennt, daß die Meßwerte, die mit den Setzdehnungsmessern erhalten wurden, zufriedenstellend mit den Meßwerten, die die Dilatometer lieferten, übereinstimmen. Die Meßwerte lassen sich mit einem Bestimmtheitsmaß $r^2 = 0,994$ durch eine Regressionsfunktion des Typs $a \cdot t^b$ annähern.

Bei den in den Vorversuchen bei 20°C an dem entsprechenden Mörtel durchgeführten Relaxationsmessungen wurden die Verformungen ebenfalls über zwei Meßstrecken für Setzdehnungsmesser sowie über zwei Dilatometer erfasst.

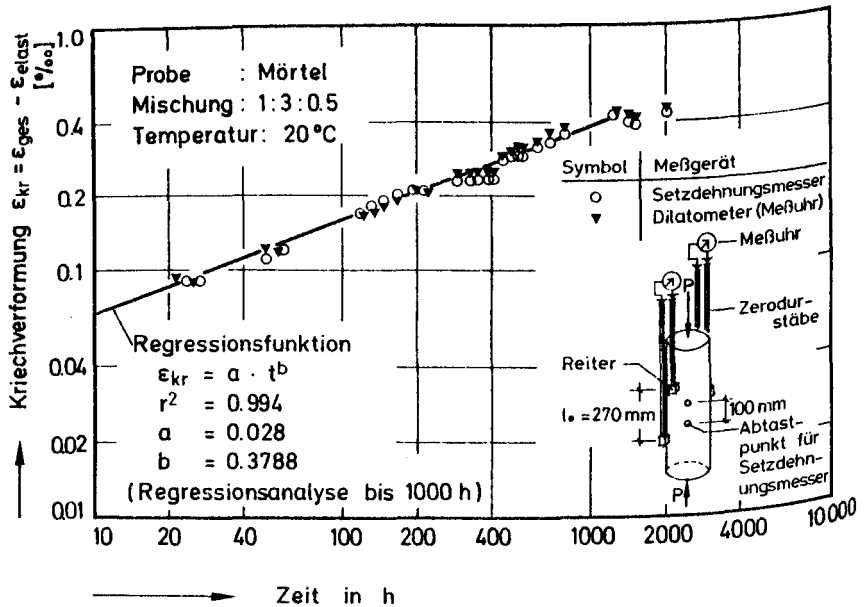


Bild 3.6: Vorversuch zur Ermittlung des Hochtemperaturkriechens von Mörtel bei stationären Temperaturen

Der aus den vier Messungen berechnete Mittelwert der Verformungen wird durch Zuführen bzw. Ablassen von Luft aus dem Belastungskissen konstant gehalten. Die Einstellung der Belastung erfolgt von Hand. Die Anfangsbelastungen betragen ebenso wie bei den Kriechversuchen 30% der Würfeldruckfestigkeit (im Versuchsalter).

Die Versuchsergebnisse sind in Bild 3.7 dargestellt. Die Auftragung der Spannungsabnahme erfolgte hier entsprechend der Konvention, die Relaxationsfunktion $\psi(t)$ durch folgende Gleichung zu definieren:

$$\sigma(\vartheta, t) = \sigma(t) \cdot [1 - \psi(\vartheta, t)] \quad (3.7)$$

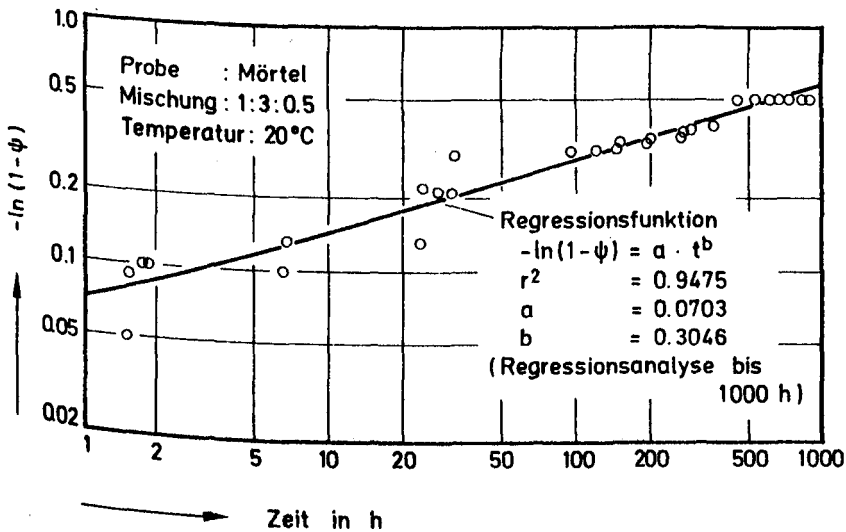


Bild 3.7: Vorversuch zur Ermittlung des Relaxationsverhaltens von Mörtel bei hohen stationären Temperaturen

ist also gleichbleibend mit dem natürlichen Logarithmus der normierten Spannungsabnahme $\ln(\sigma(t)/\sigma(t=0))$. Das Minuszeichen vor dem \ln wurde nur aus Gründen der einfacheren Darstellung gewählt.

Darüberhinaus hat man bei dieser Darstellungsweise den Vorteil, daß man die Ergebnisse der Kriechversuche mit den Ergebnissen der Relaxationsversuche direkt vergleichen kann. Aus Gleichung 3.3 folgt für den stationären Fall

$$\dot{\epsilon}_{el} + \dot{\epsilon}_{kr} = 0 \quad (3.8)$$

Die Kriechgeschwindigkeit kann mit Hilfe des Potentialansatzes beschrieben werden

$$\frac{d\epsilon_{kr}}{dt} = a \cdot b \cdot t^{b-1} \cdot \sigma \cdot E^{-1} \quad (3.9)$$

wobei ein zeitunabhängiger E-Modul vorausgesetzt ist. Einsetzen von 3.9 in 3.8 ergibt:

$$\frac{d\sigma}{\sigma} = -a \cdot b \cdot t^{b-1} \cdot dt \quad (3.10)$$

woraus sich nach der Integration mit der Anfangsbedingung $t = 0 \rightarrow \sigma = \sigma(0)$, die Beziehung

$$\frac{\sigma}{\sigma(0)} = \exp(-at^b) \quad (3.11)$$

ergibt, d.h. die gesuchte Relaxationsfunktion besitzt demnach die Form:

$$\psi = 1 - \exp(-at^b) \quad (3.12)$$

bzw.

$$-\ln(1 - \psi) = at^b \quad (3.12)$$

Damit besteht die Möglichkeit, für die gemessenen Relaxationswerte eine Regressionsanalyse vorzunehmen und die Parameter a und b mit den bei den Kriechversuchen gewonnenen Werten zu vergleichen.

Im folgenden werden einige Ergebnisse von Relaxationsmessungen an Beton und Mörtel wiedergegeben (vgl. Bild 3.8 - 3.10) und mit Ergebnissen von Kriechmessungen verglichen (vgl. Bild 3.11). Die Versuchsführung war wie folgt: Die Probekörper wurden unbelastet mit 0,5 K/min auf die Versuchstemperatur aufgeheizt. Nach einer Temperaturstandzeit von 2h erfolgte dann die Belastung mit 30% der Festigkeit bei Raumtemperatur. Die Verformungen wurden während der Belastung laufend registriert. Nach dem Erreichen der Versuchslast wurde dann der Mittelwert der mit den beiden Dilatometern gemessenen Verformungen konstant gehalten. Die Durchführung der Kriechversuche erfolgte nach dem gleichen Schema, mit dem Unterschied, daß nach

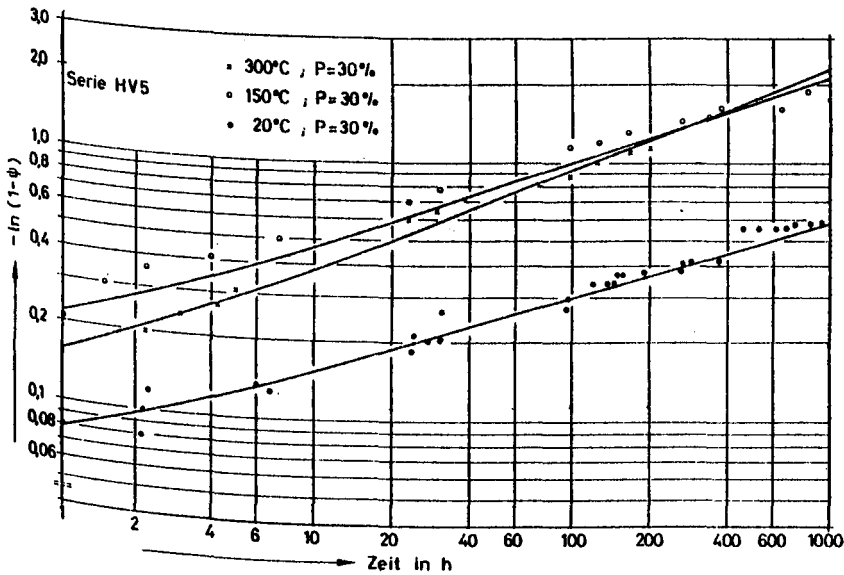


Bild 3.8: Relaxation von hochfestzementgebundenen Kiesbetonproben bei hohen Temperaturen

erfolgter Belastung die Versuchslast über der Versuchsdauer konstant gehalten und die Verformungen registriert wurden. Die Proben waren in allen Fällen bis zum Beginn der Versuchsdurchführung bei 20°C und 65% r. F. im Klimaraum gelagert.

In den Bildern 3.8 - 3.10 sind die gemessenen Relaxationswerte und in Bild 3.11 zum Vergleich das Kriechen eines entsprechenden PZ-Betons aufgetragen. Außerdem sind die entsprechenden Näherungsfunktionen als durchgezogene Linien mit dargestellt. Zunächst fällt auf, daß sich unabhängig von der Betonzusammensetzung die gemessenen Relaxationswerte hinreichend genau durch die Regressionsfunktion nach Gl. 3.12 annähern lassen, dies wird durch die in der Tabelle 3.1 angegebenen Korrelationskoeffizienten r^2 , deren niedrigster Wert 0,898 beträgt, bestätigt.

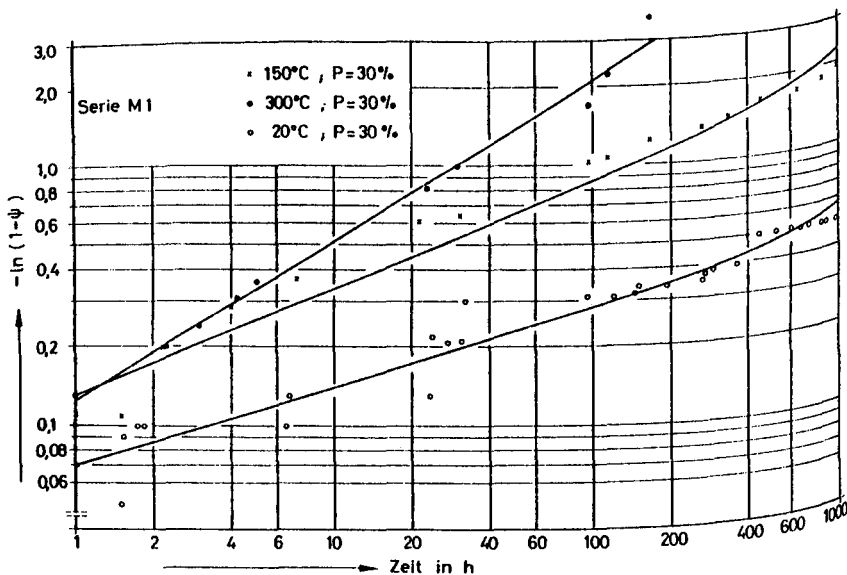


Bild 3.9: Relaxation von portlandzementgebundenen Mörtelproben bei hohen Temperaturen

Vergleicht man die Werte der Parameter a und b mit den von Schneider /63/ an kleinen Probekörpern ($D = 8 \text{ cm}$, $l = 30 \text{ cm}$) im Kriechversuch gemessenen Werten, so kann man feststellen, daß sich die hier angegebenen Parameter vergleichsweise gut an die von Schneider gemessenen Werte anschließen. Außerdem zeigt sich, daß sich ähnlich wie beim Leichtbeton die im Relaxationsversuch gemessenen Werte für a und b geringfügig von den im Kriechversuch gemessenen Werten unterscheiden. Die Gründe dafür wurden ausreichend in /63/ diskutiert. Zusammenfassend kann man feststellen, daß die von Schneider /63/ im Rahmen des SFB erarbeiteten theoretischen Grundlagen über die Zusammenhänge zwischen Kriechen und Relaxation bei hohen Temperaturen, die bisher experimentell nur für Leichtbeton abgesichert waren, auch auf Normalbeton uneingeschränkt anwendbar sind. Die hier aufgezeigten experimentellen und theoretischen Methoden dürften im allgemeinen ausreichen, um die Relaxationsvorgänge mit einer für praktische Fälle hinreichenden Genauigkeit auch im Hochtemperaturgebiet zu erfassen.

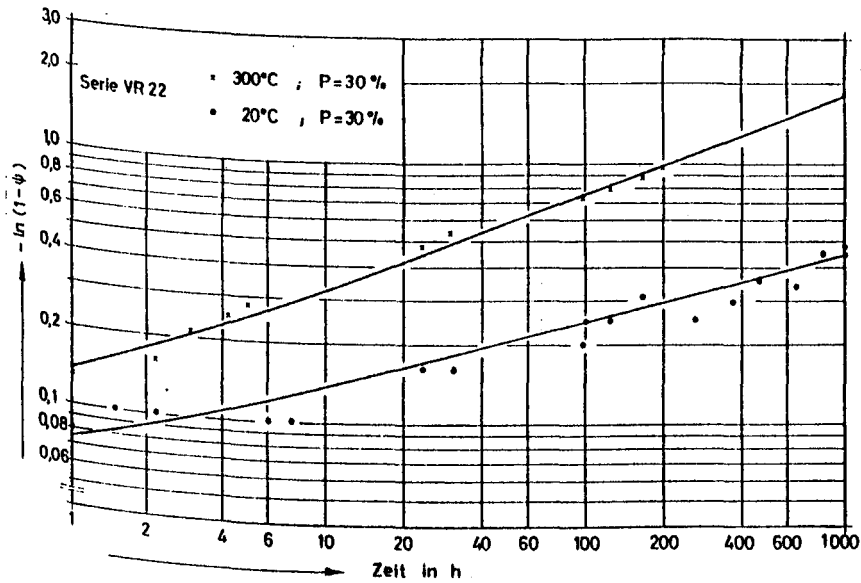


Bild 3.10: Relaxation von portlandzementgebundenen Kiesbetonproben bei hohen Temperaturen

Tabelle 3.1: Parameter a und b der gemessenen Relaxations-bzw. Kriechfunktionen sowie Korrelationskoeffizienten r^2

Serie	Temperatur 'C	Relaxation			Kriechen		
		a	b	r^2	a	b	r^2
M1	20	0,0703	0,3046	0,948	0,0622	0,3788	0,994
	150	0,1329	0,4079	0,973	0,0695	0,4493	0,931
	300	0,1264	0,6110	0,991	0,2128	0,3613	0,961
VR22	20	0,0751	0,2599	0,942	0,0917	0,3595	0,987
	150	-	-	-	0,0970	0,3334	0,986
	300	0,138	0,3726	0,988	0,2400	0,2729	0,952
HV5	20	0,0782	0,2893	0,945	0,0404	0,4043	0,898
	150	0,2189	0,3270	0,927	0,0310	0,4178	0,986
	300	0,1577	0,3851	0,992	0,2186	0,3035	0,990

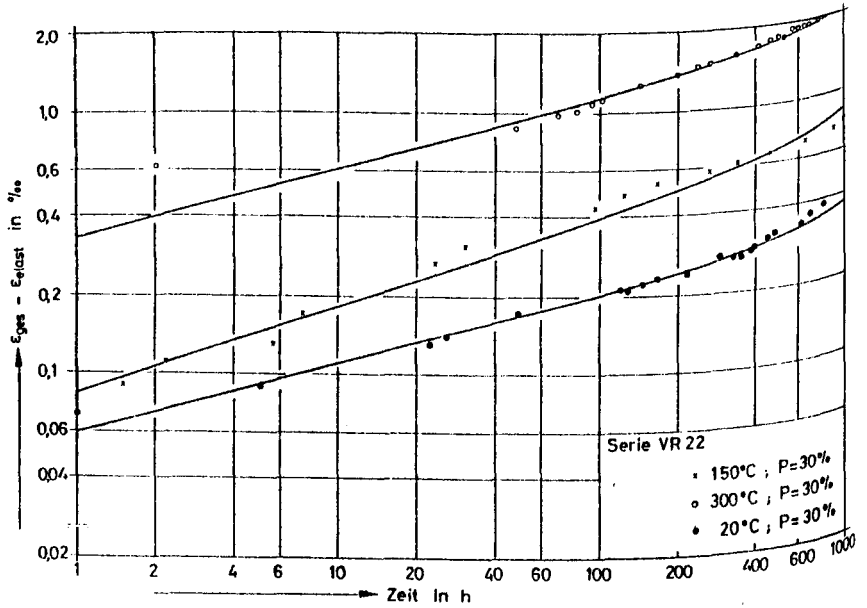


Bild 3.11: Kriechen von portlandzementgebundenen Betonproben bei hohen Temperaturen

3.3 Zugfestigkeit

Zum Verständnis des Bruchverhaltens und zur Lösung vieler Probleme des Tragverhaltens von Beton- und Stahlbetonbauteilen ist es notwendig, die Dehnfähigkeit und die Zugfestigkeit des Betons zu kennen. Dies gilt vor allem für die Ermittlung der Reißlasten, der Reißentstehung und der Reißausbreitung. Die Ermittlung der Verformungs- und Festigkeitseigenschaften unter direkter Zugbeanspruchung war aufgrund von Schwierigkeiten bei der Zugkrafteinleitung lange Zeit ein großes Problem, und es fanden vor allem indirekte Methoden wie der Spaltzugversuch und Biegezugversuch weite Verbreitung /65/.

Nach der Entwicklung hochwertiger Kunststoffkleber, stellt der direkte Zugversuch bei Raumtemperatur heute kein experimentelles Problem mehr dar, und es liegt eine große Anzahl von Versuchsdaten vor. Studiert wurden der Einfluß der Dehngeschwindigkeit, des Prüfalters, der Betongüte und der Lagerungsart von Beton unter zentrischem und exzentrischem Zug und die Korrelationen zwischen Zugfestigkeit, Biegezugfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Würfeldruckfestigkeit sowie der Einfluß der Probekörpergestalt und -dimension /66,67,68/. Weitere Untersuchungen galten der Ermittlung des Einflusses der Lage beim Betonieren und Verdichten und der Art des Zuschlags auf die Biegezug-, Spaltzug- und zentrische Zugfestigkeit /69,70,71/.

Auf der Grundlage der umfangreichen Versuche wurde eine ganze Reihe korrelativer Beziehungen zwischen den verschiedenen Arten der Zugfestigkeit und der Würfeldruckfestigkeit angegeben (vgl. /72/), deren bekannteste die Beziehung zwischen der Zugfestigkeit und Würfeldruckfestigkeit nach Hughes Chapmann (1966) ist:

$$\beta_z = 0,1 \cdot \beta_w \quad (3.13)$$

Im Vergleich zum vorliegenden Datenmaterial über Zugfestigkeiten bei Raumtemperatur ist der Kenntnisstand über die Zugfestigkeit nach Einwirkung hoher Temperaturen (Restfestigkeiten) recht spärlich. Über direkt gemessene axiale Zugfestigkeiten (nach Temperatureinwirkung) liegen, abgesehen von einer Arbeit /73/, in der Literatur keine Angaben vor.

In /73/ wurde zwar nur der Temperaturbereich 20°C bis 80°C betrachtet, die Untersuchungen sind aber von besonderem Interesse, weil hier die Langzeitwirkung von erhöhten Temperaturen auf Veränderungen der Zugfestigkeit und

Spaltzugfestigkeit ermittelt wurde, wobei insbesondere die für die massigen Betonstrukturen eines Reaktors relevanten Austrocknungsbedingungen bzw. Feuchtigkeitszustände als Versuchsparameter dienten. Die Probekörper (Mischungsaufbau: 362 kg Zement, 181 l Wasser, 769 kg Feinzuschlag, 1072 kg Grobkieszuschlag; Abmessungen: 10 cm Durchmesser, 20 cm lang) wurden nach 28 Tagen unter Wasser wie folgt gelagert:

- a) Lufttrocken im Laborklima (Serie A, Serie B, Serie C)
- b) unversiegelt im Ofen bei konstanten Temperaturen von 40°C (Serie B), 60°C (Serie C) und 80°C (Serie A),
- c) versiegelt im Ofen bei konstanten Temperaturen von 40°C (Serie B), 60°C (Serie C) und 80°C (Serie A), wobei durch die Versiegelung eine relative Luftfeuchtigkeit von etwa 90% aufrechterhalten wurde.

Nach Lagerungszeiten von 3, 6 bzw. 12 Monaten wurden die Proben zur Abkühlung 3 Tage lang in einen Laborraum ausgelagert. Anschließend wurden die Zugfestigkeiten bestimmt: für die Serie A durch Spaltzugversuche, für die Serien B und C durch direkten axialen Zug.

Die Ergebnisse der Langzeituntersuchungen sind auf Bild 3.12 wiedergegeben. Der obere Teil von Bild 3.12 zeigt den Verlauf der Zugfestigkeiten von unversiegelten Probekörpern der Serien A, B und C nach Lagerung von 3, 6, bzw. 12 Monaten im Labor bei Raumtemperatur. Man erkennt, daß sich die Zugfestigkeiten, abgesehen von der Serie B, kaum verändern. Im Gegensatz dazu unterliegen die Zugfestigkeiten der bei höheren Temperaturen gelagerten Proben deutlichen Veränderungen. Während die bei 80°C und 40°C versiegelt gelagerten Proben zum Teil Festigkeitsgewinne aufweisen, sinkt die Zugfestigkeit der versiegelten 60°C-Proben bereits nach 3-monatiger Lagerung um 10%. Deutlichere Verluste an Zugfestigkeit weisen dagegen alle unversiegelten Proben auf. Sie betragen bei den 60°C-Proben fast 40%. Die bei 80°C gelagerten Proben weisen möglicherweise nur deshalb einen geringeren Festigkeitsverlust auf, weil hier die Zugfestigkeit durch den Spaltzugversuch bestimmt wurde, wohingegen die Festigkeiten der 40 und 60°C-Proben im zentralen Zugversuch ermittelt wurden.

Die Ursachen für den Abfall oder Anstieg der Zugfestigkeiten wurden von den Autoren nicht diskutiert, es ist aber zu vermuten, daß der Abfall der Zugfestigkeiten bei den unversiegelten Probekörpern auf austrocknungsbedingte Mikrorissbildung (vgl. auch Kap. 2) zurückzuführen ist. Untersuchungen zum Einfluß der Belatungsgeschwindigkeit auf die Zugfestigkeit (gemessen an Proben der Serie A nach 12 monatiger Lagerung bei 80°C)

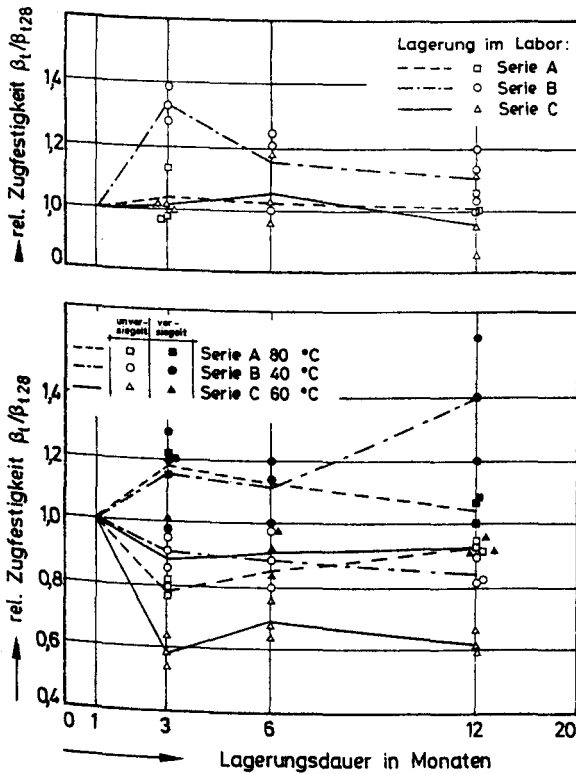


Bild 3.12: Relative Zugfestigkeiten von Kiesbeton unter Langzeittemperaturbeanspruchung (nach /73/)

haben gezeigt, daß bei Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeiten um den Faktor 1000 (gegenüber "statischen" Versuchen) mit einer Erhöhung der Zugfestigkeit um ca. 32% zu rechnen ist.

Die gleichen Autoren /73/ sowie Harada /74/ berichten auch über eine Reihe von Versuchen zur Ermittlung der Restzugfestigkeit von kurzzeitig im Temperaturbereich von 20°C bis 500°C thermisch beanspruchten Betonproben. Für ihre Untersuchungen benutzen sie Proben mit 5 cm Durchmesser und 10 cm Länge, bei einem Größtkorn von etwa 1 cm. Die Proben wurden mit 1,5°C/min aufgeheizt und ca. 1 h bei der gewählten Maximaltemperatur homogenisiert.

Danach erfolgte eine langsame Abkühlung. Anschließend wurden die Festigkeiten bestimmt.

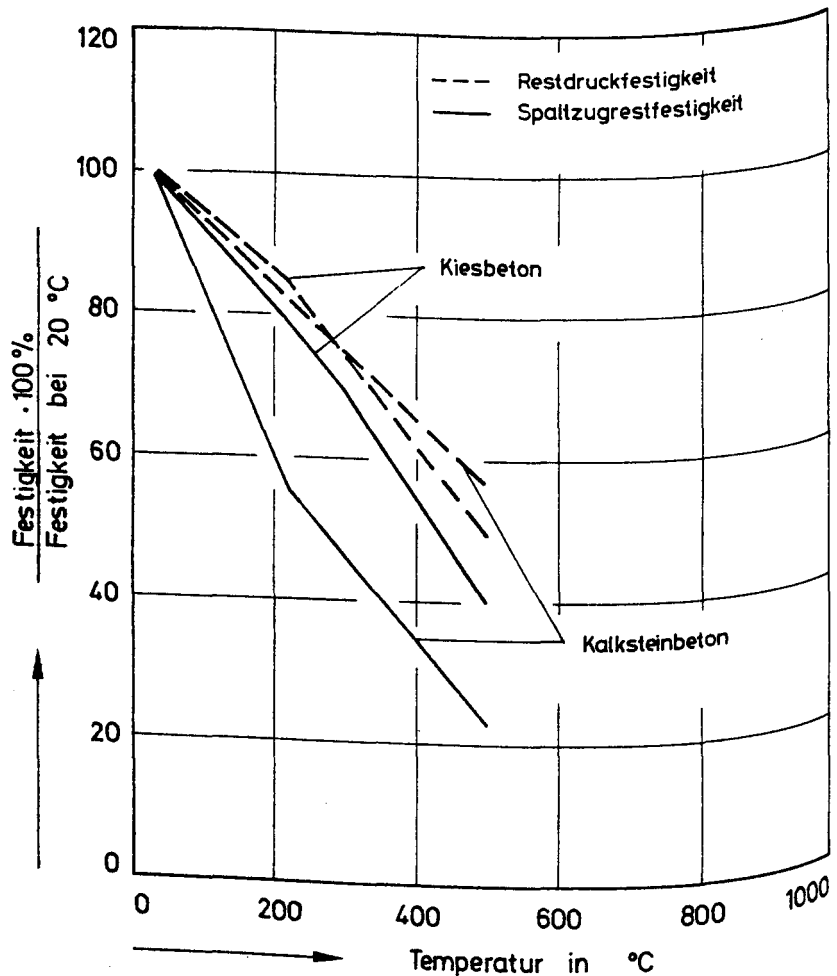


Bild 3.13: Spaltzugfestigkeit und Restdruckfestigkeit von Kiesbeton und Kalksteinbeton (nach /73,74/)

Ergebnisse der Untersuchungen für einen überwiegend quarzhaltigen Normalbeton (Zement : Zuschlag: Wasser = 1:4,5:0,6) und einen Kalksteinbeton

(Zement : Zuschlag : Wasser = 1 : 4,8 : 0,68), beide mit Portlandzement (Zementgehalt jeweils 350 kg/m^3) hergestellt, sind auf Bild 3.13 dargestellt. Es zeigt für die beiden Betonmischungen jeweils die Restzugfestigkeiten (ermittelt durch Spaltzugversuch) und zum Vergleich die Restdruckfestigkeiten. Man erkennt, daß sich die Druckfestigkeiten der beiden

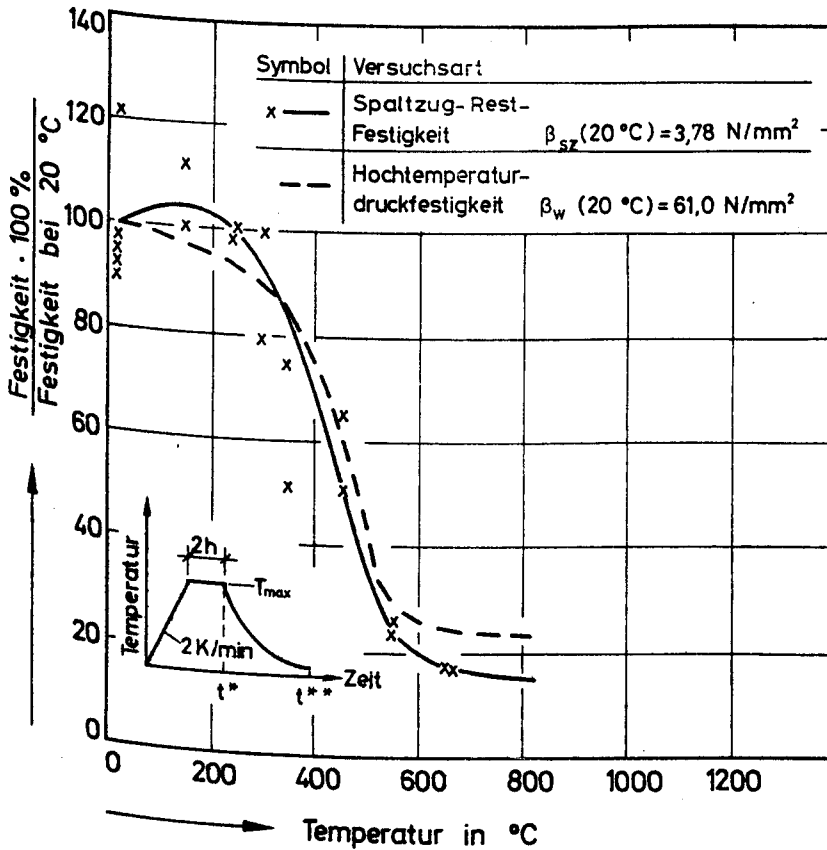


Bild 3.14: Spaltzugrestfestigkeit von Kiesbeton im Vergleich zur Hochtemperaturdruckfestigkeit (zur Zeit t^* erfolgte die Ermittlung der Hochtemperaturdruckfestigkeit und zur Zeit t^{**} die Ermittlung der Spaltzugrestfestigkeit, nach /75/)

Betone im gesamten untersuchten Temperaturbereich kaum unterscheiden und daß sie durch die Temperatureinwirkung einen geringeren Abfall erleiden als die Spaltzugfestigkeiten. Beim Kiesbeton liegt der Abfall der Spaltzugfestigkeit nur geringfügig unter dem der Druckfestigkeit. Beim Kalkstein betragen die Unterschiede jedoch bis zu 35%. Aus dem Bericht geht leider nicht hervor, wie hoch die absoluten Spaltzugfestigkeiten der Proben waren. So ist zu vermuten, daß der stärkere Abfall der Spaltzugfestigkeiten beim Kalksteinbeton möglicherweise aus einer gegenüber dem Kiesbeton sehr viel höheren Spaltzugfestigkeit bei 20°C resultiert. Über weitere Versuche zur Bestimmung der Restzugfestigkeiten wird in /75/ berichtet. Zu ihrer Ermittlung wurde ebenfalls der Spaltzugversuch herangezogen. Als Proben dienten hier Zylinder (Durchmesser 8 cm, Länge 15 cm; Mischungsaufbau: Zement : Sand : Wasser = 1:5,35:0,54; Zementgehalt = 350 kg/m³). Die Ergebnisse der Prüfungen sind zusammen mit dem am gleichen Beton ermittelten Hochtemperaturdruckfestigkeiten und dem Versuchsaufbau im Bild 3.14 wiedergegeben. Man erkennt, daß sich die Abminderung der Spaltzugrestfestigkeiten nur gering von der der Hochtemperaturdruckfestigkeiten unterscheidet. Oberhalb von 350°C liegt der Abfall der Spaltzugrestfestigkeit um maximal 10% unter dem der Hochtemperaturdruckfestigkeit. Für den Temperaturbereich 20°C bis 350°C wurde ein im Vergleich zur Hochtemperaturfestigkeit nur geringer Abfall der Restspaltzugfestigkeit ermittelt.

In /76/, in der dieser Bereich besonders intensiv untersucht wurde, wurden jedoch bereits im Temperaturbereich 20°C bis 350°C deutliche Abnahmen der Spaltzugrestfestigkeiten registriert (vgl. Bild 3.15). Ein direkter Vergleich der Ergebnisse von /75/ und /76/ ist jedoch aufgrund unterschiedlicher Versuchsdurchführungen nicht möglich.

In /76/ wurden 4 verschiedene Betone aus Portlandzement und überwiegend quarzhaltigem Flußkies, deren Mischungsaufbau in Tabelle 3.2 angegeben ist, untersucht.

Die Proben wurden nach einem Tag ausgeschalt und 28 Tage bei Raumtemperatur feucht gelagert. Dann folgte eine Lagerung bei 21°C und 85% r. F. bis zum Betonalter von 90 Tagen und die Durchführung der Referenzversuche. Anschließend wurden die Proben mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 10°C/h auf 20°C (45% r.F.), 35°C (40% r.F.), 50°C (35% r.F.), 65°C (30% r.F.),

80°C (25% r.F.), 110°C, 200°C und 300°C aufgeheizt und 90 Tage bei den angegebenen Temperaturen und Feuchtigkeiten gelagert. Dann erfolgte eine langsame Abkühlung der Proben (10°C/h) und die Durchführung der Spaltzugversuche.

Tabelle 3.2: Mischungsaufbau der in /76/ verwendeten Probekörper

Mischung Nr.	W/Z	Wasser kg/m ³	Zement kg/m ³	Sand kg/m ³	Kies kg/m ³	Rohdichte kg/dm ³
1	0,5	165	330	836	1045	2,42
2	0,5	195	390	779	974	2,39
3	0,6	164	273	895	1035	2,39
4	0,6	190	317	849	1036	2,37

Die in Bild 3.15 angegebenen Meßergebnisse zeigen, daß insbesondere im Temperaturbereich 50 bis 60°C mit einem deutlichen Verlust an Spaltzugfestigkeiten zu rechnen ist, der in der Spitze bis zu 40% betragen kann. Bei Erhöhung der Temperaturen steigen die Spaltzugfestigkeiten zunächst leicht an und sinken bis zu 300°C nur noch geringfügig ab.

Ähnliche Beobachtungen wurden auch von Saemann und Washa /77/ bei der Ermittlung der Zugfestigkeiten und Biegezugfestigkeiten an Mörtelproben (Mischungsaufbau angegeben in Gew.-%: Portlandzement/ überwiegend quarzhaltiger Sand / Wasser: M1: 1 : 2 : 0,48; M2 : 1 : 4,5 : 0,84) gemacht (vgl. Bild 3.16 und 3.17). Die Zugfestigkeiten wurden an "Standartmörtelbriketts" (leider wird in /77/ nicht erwähnt, ob die axiale Zugfestigkeit direkt gemessen oder durch den Spaltzugversuch bestimmt wurde) und die Biegezugfestigkeiten an 15x15x40 cm Balken im Temperaturbereich -56°C bis 230°C bei der entsprechenden Temperatur ermittelt. Die Proben waren nach dem Ausschalen 14 Tage lang feucht und anschließend 13 Tage lang unter 50% r.F. bei Raumtemperatur gelagert. Vor Durchführung der Versuche erfolgte dann eine Lagerung der unversiegelten Proben unter 24h bei der entsprechenden Testtemperatur.

Für die Zugfestigkeiten ergeben sich für den Bereich der tiefen Temperaturen Steigerungen um bis zu 40% verglichen mit den Werten bei Raumtemperatur. Bei höheren Temperaturen, insbesondere im Bereich um 60°C,

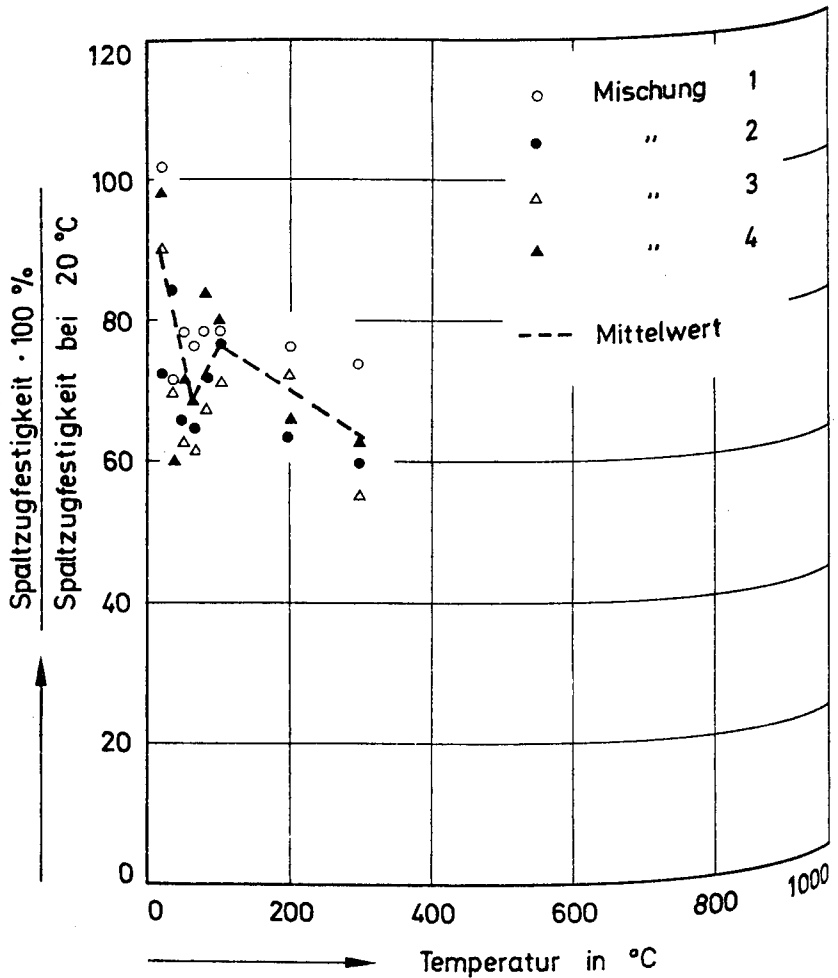


Bild 3.15: Einfluß des Mischungsaufbaus auf die Spaltzugfestigkeit von Kiesbeton (nach /76/)

erfolgt ein starker Abfall der Zugfestigkeit. Nur bei der zementreichen Mischung steigt die Zugfestigkeit nach Durchlaufen des "Festigkeitslochs" oberhalb von 100°C wieder nahezu auf die Ausgangsfestigkeit bei 20°C an. Ähnliche Verhältnisse ergaben sich bei der Biegezugfestigkeit (vgl. Bild 3.17). Jedoch liegt der Anstieg der Biegezugfestigkeit bei den tiefen

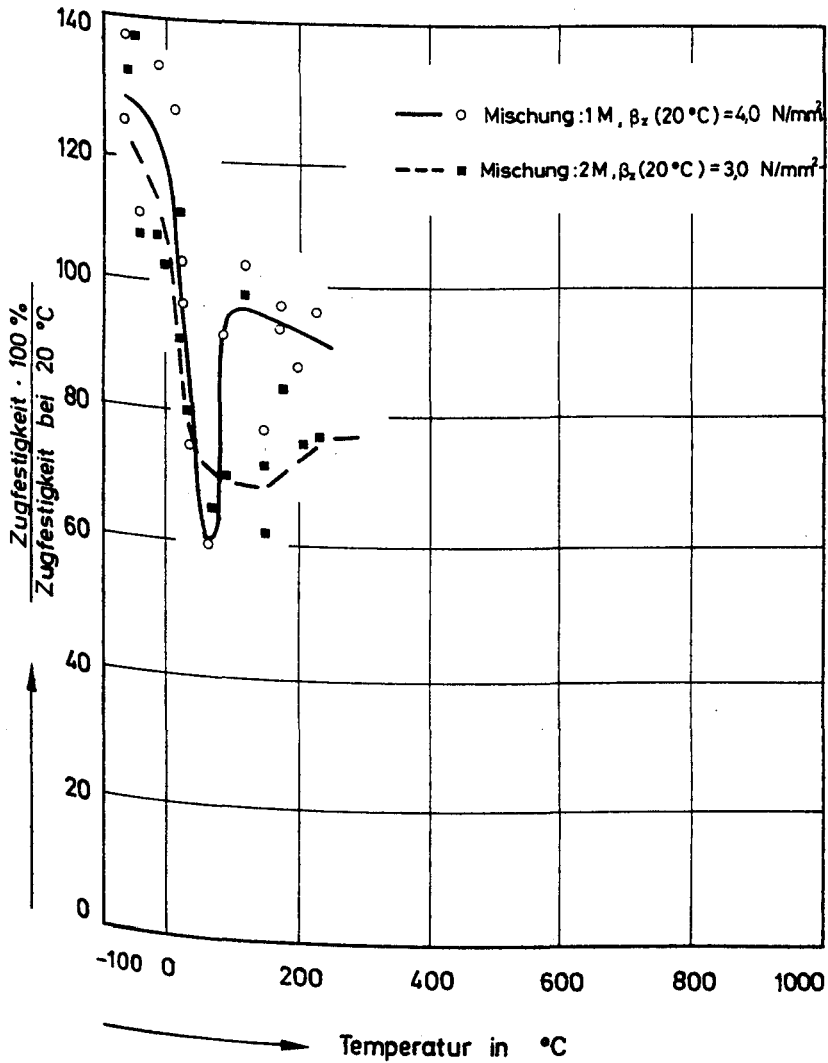


Bild 3.16: Zugfestigkeit von Mörtel und Beton in Abhängigkeit von der Temperatur (nach /77/)

Temperaturen deutlich über dem Anstieg der Zugfestigkeiten. Eine Temperaturerhöhung auf 40°C bis 65°C zieht eine Abminderung der Biegezugfestig-

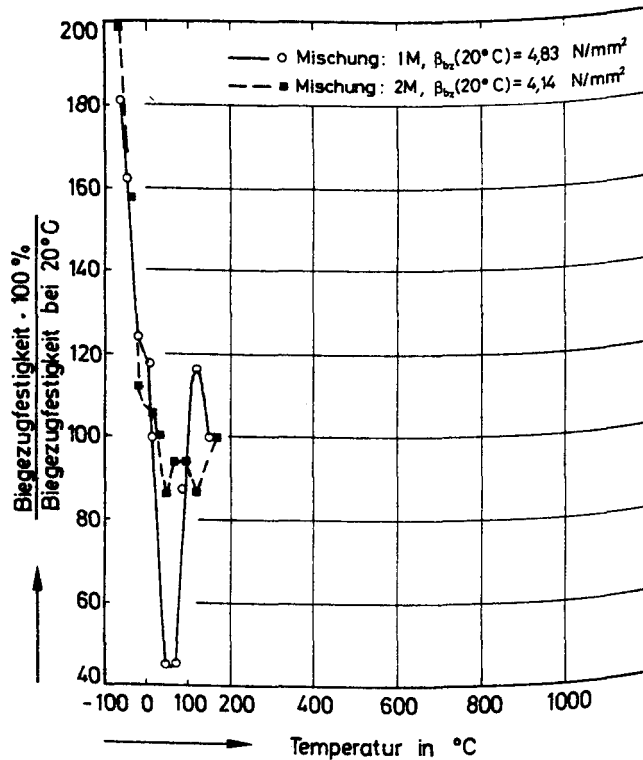

 Bild 3.17
 Biegezugfestigkeit

Bild 3.17: Biegezugfestigkeit von Mörtel und Beton in Abhängigkeit von der Temperatur (nach /77/)

keit der zementreichen Mischung von 50% und der zementarmen Mischung von 10% nach sich. Bei weiterer Temperaturerhöhung auf etwa 150°C werden die Ausgangsfestigkeiten bei Raumtemperatur nahezu wieder erreicht.

Sehr umfangreiche Versuche zur Ermittlung der Zugfestigkeit von Beton wurden von Thelandersson /78/ sowohl bei hohen Temperaturen als auch im wiedererfalteten Zustand durchgeführt. Bestimmt wurde die Zugfestigkeit auch hier mit Hilfe von Spaltzugversuchen. Zur Anwendung kamen Probekörper

mit 5 cm (Serie A) und 9,4 cm (Serie B) Durchmesser und 10 cm (Serie A) bzw. 18,8 cm (Serie B) Länge. Der Mischungsaufbau der Proben ist in Tabelle 3.3 angegeben. Als Grobzuschlag kam überwiegend quarzhaltiges, gebrochenes Gestein mit einem Größtkorn von 16 mm (Serie A) bzw. 12 mm (Serie B) zur Anwendung.

Tabelle 3.3: Mischungsaufbau der in /78/ verwendeten Probekörper

Mischung	W/Z	Zement : Sand : Grobzuschlag		
A I	0,68	1	: 3,15	: 4,80
AI I	0,50	1	: 1,82	: 2,68
B I	0,75	1	: 3,15	: 3,85
BI I	0,55	1	: 2,00	: 2,65

Die Proben wurden 1 Tag nach dem Betonieren ausgeschalt, 4 Tage unter Wasser und anschließend bis zur Versuchsdurchführung nach 28 Tagen (Serie B) bzw. nach 58 - 68 Tagen (Serie A) bei 20°C und 60% r.F. gelagert. Die 28-Tage-Würfelfestigkeiten betrugen für die mit I bezeichneten Serien ca. 25 N/mm² und für die mit II bezeichneten Serien ca. 40 N/mm².

Die Proben wurden bei den Versuchen entweder "langsam" oder "schnell" aufgeheizt. "Schnelle" Aufheizung bedeutet, daß die Proben in den auf Testtemperatur erwärmten Ofen deponiert wurden. Bei der "langsamen" Aufheizung wurden die Proben in den kalten Ofen eingesetzt. Dann wurde der Ofen, zunächst für etwa 1,5 Stunden mit halber Leistung, langsam auf die Maximaltemperatur aufgeheizt. Die maximale Aufheizgeschwindigkeit betrug bei schneller Aufheizung (gemessen auf der Oberfläche) bei der Serie B ca. 10°C/min, während sie bei der langsamen Aufheizung etwa 1,6°C/min betrug. Bei der Serie A wurden Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeiten durch eine 6 bzw. 10 mm dicke Diabaswolle zwischen etwa 20°C/min durch 5°C/min variiert.

Die schnell aufgeheizten Proben wurden noch für etwa 4h bei Höchsttemperatur homogenisiert. Die Abkühlung der Proben erfolgte bei "schneller" Abkühlung nach der Entnahme aus dem heißen Ofen direkt an der Atmosphäre. Die langsam aufgeheizten Proben wurden zum Temperatúrausgleich etwa 2h im

Ofen belassen, wobei die Hälfte dieser Proben noch im heißen Zustand geprüft wurde. Dazu wurden die Proben nach der Entnahme aus dem heißen Ofen sofort in Diabaswolle verpackt und geprüft. Der Rest der Proben konnte im Ofen langsam abkühlen.

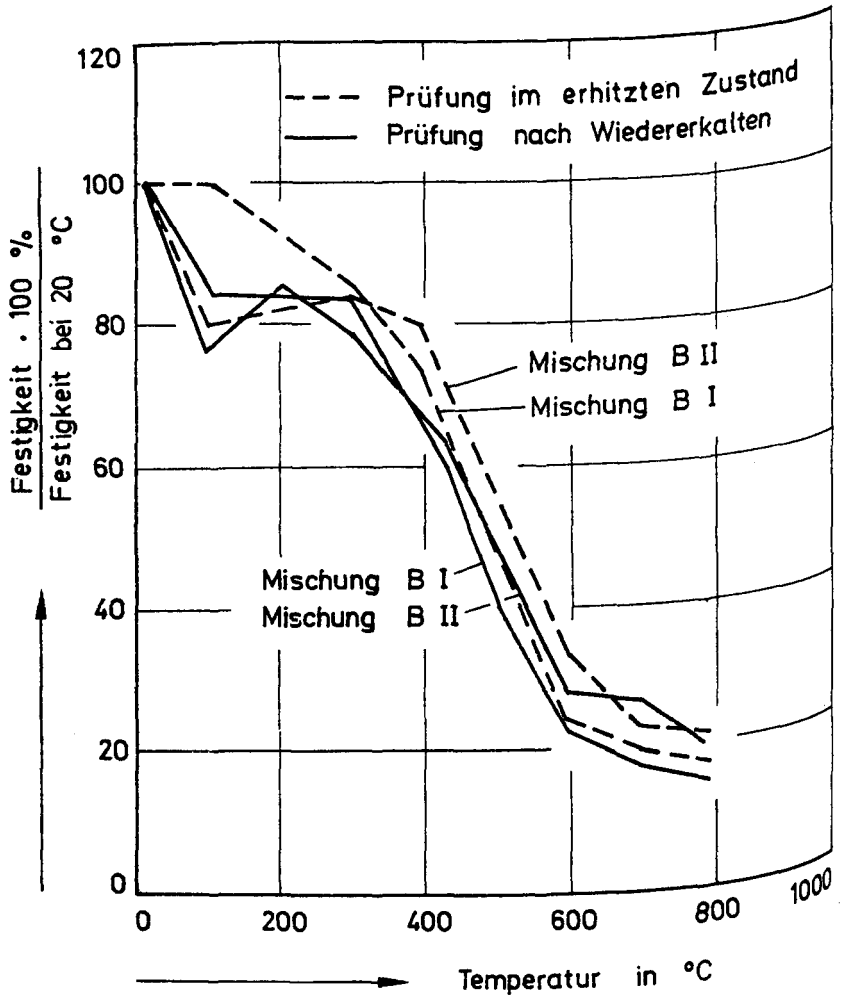


Bild 3.18: Spaltzugfestigkeit von Beton, ermittelt im erhitzten Zustand und nach Wiederabkühlung (nach /78/)

Die wichtigsten Ergebnisse der Untersuchungen sind in Bild 3.18 zusammengestellt. Es zeigt die Spaltzugfestigkeiten von im erhitzten Zustand und nach Wiedererkalten geprüften Proben der Serien BI und BII. Zunächst fällt auf, daß die Spaltzugfestigkeit (mit Ausnahme der zementarmen Mischung "BI - heiß geprüft") nach der relativ geringen Erwärmung auf 100°C auf etwa 80% des Ausgangswertes abfällt. Sie bleibt dann im Temperaturbereich 100°C bis etwa 300 - 400°C auf diesem Wert. Dann sinkt die Spaltzugfestigkeit weiter ab, wobei zunächst die im Kalten geprüfte, zementreiche Mischung und dann die im Kalten geprüfte zementarme Mischung beginnend ab 300°C weitere Verringerungen der Spaltzugfestigkeiten zeigen. Bei den im erhitzten Zustand geprüften Proben ist dieser Abfall zu etwa höheren Temperaturen verschoben. Im Temperaturbereich 400 bis 600°C erfolgt ein weiterer rapider Abfall der Spaltzugfestigkeit. Auch hier erfolgt der Steilabfall in den Spaltzugfestigkeiten bei den nach wiedererhalten geprüften Proben schon bei etwas geringeren Temperaturen. Ebenfalls scheint der Steilabfall in den Spaltzugfestigkeiten bei der zementarmen Mischung schon bei etwas geringeren Temperaturen zu beginnen.

Im Bereich 600 - 800°C stellen sich Spaltzugfestigkeiten zwischen 30 und 20% des Ausgangswertes ein. Eine systematische Abhängigkeit von dem Zementgehalt bzw. von der Prüftemperatur ist hier nicht zu erkennen.

Die Auswertung der Versuchsserien AI und AII hat darüber hinaus ergeben, daß der Verlauf der Spaltzugfestigkeit über der maximalen Aufheiztemperatur nur sehr gering von der Aufheiz- bzw. Abkühlgeschwindigkeit abhängt.

Auch scheint eine zyklische Temperierung nicht zu einer zusätzlichen Minderung der Spaltzugfestigkeit zu führen. So ermittelte Crispino /79/ ebenfalls einen Abfall der Spaltzugfestigkeit eines Kalksteinbetons ($W/Z = 0,4$, 400 kg Portlandzement/m³) auf 80% des Ausgangswertes nach 6 zyklischen Aufheizungen auf 300°C.

Die Ergebnisse der Untersuchungen von Thelandersson /78/, die auch Druckfestigkeitsermittlungen einschließen, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Spaltzugfestigkeit nimmt mit steigender Temperatur ab, der stärkste Abfall liegt im Bereich 300 - 600 °C. Oberhalb von 600°C liegen die Spaltzugfestigkeiten zwischen 20 und 30% der Ausgangswerte.
- Der Abfall der Spaltzugfestigkeiten ist nahezu unabhängig von der Aufheiz- bzw. Abkühlgeschwindigkeit, d.h. der Einfluß der Temperaturverteilung während der Aufheizung bzw. Abkühlung ist vernachlässigbar.
- Der relative Abfall der Spaltzugfestigkeiten ist geringfügig kleiner bei

Betonen der höheren Festigkeitsklassen.

- Die Spaltzugfestfestigkeit (gemessen sofort nach der Abkühlung) ist etwas geringer als die im Heißen gemessene Spaltzugfestigkeit.
- Die Spaltzugfestfestigkeit nimmt mit zunehmender Nachlagerungsdauer ab.
- Bei vergleichbaren Betonzusammensetzungen ist die Abnahme der Spaltzugfestigkeiten größer als die Abnahme der Druckfestigkeit.

Im Bereich 20°C bis 100°C ist mit einem starken Zwischenminimum der Spaltzugfestigkeiten zu rechnen (vgl. Bilder 3.12, 3.15 und 3.16) wie es auch zum Teil bei Untersuchungen der Hochtemperaturdruckfestigkeiten /16/ beobachtet wurde.

Inwieweit diese Ergebnisse der Spaltzugfestigkeitsuntersuchungen zur Abschätzung der einaxialen Zugfestigkeit als Funktion der Temperatur herangezogen werden können, ist bisher nicht geklärt. Z.B. wird bei der Berechnung der Zugfestigkeit aus der Maximalkraft beim Spaltzugversuch nach Gl. 3.14:

$$\beta_s = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l \cdot d} \quad (3.14)$$

mit: P = Maximalkraft

l = Länge des Probezylinders

d = Durchmesser des Probezylinders

vorausgesetzt, daß sich das Material elastisch verhält und spröde bricht. Dies ist jedoch für Beton nur im Temperaturbereich bis etwa 300°C als näherungsweise erfüllt anzusehen. In diesem Temperaturbereich stimmen auch in etwa die Temperaturverläufe der Biegezugfestigkeiten (bei denen hier näherungsweise exzentrischer Zug unterstellt wird) und Spaltzugfestigkeiten von Mörtel (vgl. Bild 3.16 und 3.17) recht gut überein.

Bei höheren Temperaturen nimmt erfahrungsgemäß das Arbeitsvermögen des Betons, d.h. seine Plastifizierbarkeit, zu. Die Voraussetzungen für die Anwendung von Gleichung (3.14) sind dann kaum noch als näherungsweise erfüllt anzusehen. Außerdem ist der Beton bei diesen Temperaturen mit einer Vielzahl von Rissen (Rißbreiten > 1 µm) durchsetzt (vgl. /80/), die die axiale Zugfestigkeit weiter herabmindern, d.h. daß auch die lasttragenden Flächen im Beton stark herabgemindert werden. Dies zeigen besonders deutlich Untersuchungen der Biegezugfestigkeit von Sullivan und Pouchet /81/ und Zoldners /82/ an thermisch belasteten Mörtel- und Betonproben.

Sullivan und Poucher /81/ untersuchen Mörtel- und Betonbalken ($10 \times 10 \times 50,8$ cm³) unter einmaliger bzw. zyklischer thermischer und mechanischer Beanspruchung im Temperaturbereich 20°C bis 400°C. Insgesamt wurden für den Beton und den Mörtel je drei Serien untersucht, die sich in der Versuchsdurchführung wie folgt unterscheiden:

- Serie I: 6-maliges zyklisches Aufheizen und Abkühlen der Proben, zwischen der maximalen Versuchstemperatur und 100°C, nach der 7. Aufheizung Bestimmung der Biegezugfestigkeit im Heißen, Gesamtversuchsdauer ca. 70h.
- Serie II: Langsames, einmaliges Aufheizen und Abkühlen der Proben mit einer Haltezeit von ca. 15h bei der Versuchshöchsttemperatur, nach dem Abkühlen Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Gesamtversuchsdauer ca. 45h.
- Serie III: Unter geringer Belastung langsames Aufheizen bis zur Versuchshöchsttemperatur, nach einer Haltezeit von ca. 20 h, langsames Abkühlen um ca. 100°C, nach Haltezeit (ca. 2 h) erneutes Aufheizen auf Höchsttemperatur, zyklische Belastungserhöhung (zur Bestimmung der Verformungskenngrößen), erneutes mehrmaliges Abkühlen um ca. 100°C und Wiederaufheizen unter gleichzeitiger Änderung der mechanischen Belastung, schließlich Bestimmung der Biegezugfestigkeit bei Versuchshöchsttemperatur (Gesamtversuchsdauer ca. 150 h.)

Die Mörtel- bzw. Betonmischungen wurden nicht variiert. Für die Herstellung der Probekörper wurden überwiegend quarzhaltige Zuschläge (Sand und Themse-Kies) verwendet. Die Zementart und der Zementgehalt sind im Bericht nicht erwähnt. Der Mischungsaufbau in Gewichtsprozenten (Zement : Zuschlag : Wasser) war wie folgt:

- Mörtel: 1 : 2,5 : 0,56
- Beton : 1 : 6,82 : 0,56

Die Proben wurden nach 3 Tagen ausgeschalt und bis zum 7. Tag versiegelt und dann für mindestens 28 Tage bzw. bis zur Durchführung der Versuche bei 20°C und 50% r.F. gelagert.

Die Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsuntersuchungen an dem Beton sind in Bild 3.19 wiedergegeben. Man erkennt zunächst, daß die Ergebnisse insgesamt stark streuen. Die Unterschiede innerhalb einer Serie betragen bei gleichen Temperatur bis zu 40%. Innerhalb der von den Autoren angegebenen oberen und unteren Grenzkurven läßt sich keine systematische Ab-

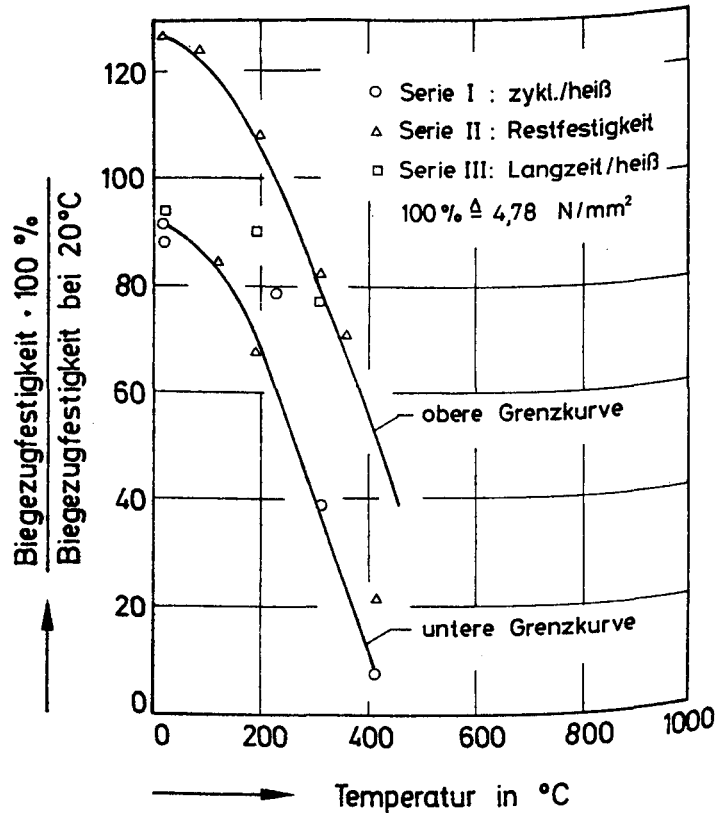


Bild 3.19: Biegezugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Versuchshöchsttemperatur nach unterschiedlichen thermischen Beanspruchungszyklen (nach /81/)

hängigkeit der Biegezugfestigkeiten von der Art der Versuchsdurchführung erkennen. Offenbar ist für die Höhe der Festigkeitsminderung nur die Versuchshöchsttemperatur entscheidend.

Im Vergleich zu den Spaltzugfestigkeiten (vgl. Bild 3.14 und 3.18) tritt der Abfall in den Biegezugfestigkeiten bei deutlich geringeren Temperaturen ein. So beträgt die Spaltzugrestfestigkeit (vgl. Bild 3.14 und 3.18) bei 400°C noch etwa 50 bis 80% der Ausgangsfestigkeiten, während hier bei der gleichen Temperatur noch Biegezugfestigkeiten zwischen 10% und 50%

bezogen auf den Wert bei 20°C zu erwarten sind. Bei den Mörtelproben fällt der Abfall der Biegezugfestigkeiten geringer aus als bei den Betonproben. Außerdem ist das Streuband viel schmaler. So streuen die Werte bis 350°C nur um etwa 10%, wobei die untere Grenzkurve des Streubandes etwas oberhalb der oberen Grenzkurve der Betonproben liegt (vgl. Bild 3.19).

Offenbar bildet sich bei den Mörteln infolge der thermischen Beanspruchung eine günstigere Rißverteilung aus als beim Beton. Während beim Mörtel viele kleine Risse entstehen, bilden sich im Beton vorwiegend um die großen Zuschlagkörner wenige ausgedehnte Kontaktrisse, die einerseits die lasttragende Fläche in sehr viel größerem Umfang abmindern und andererseits aufgrund ihrer geringen Anzahl, statistisch gesehen, zu größeren Streuungen in ihren Auswirkungen auf die Zugfestigkeit führen.

Die Annahme, daß die Rißbildungsphänomene, die Biegezugfestigkeiten wesentlich beeinflussen, wird durch Untersuchungen von Zoldners /82/ erhärtet. Zoldners ermittelte u.a. den Einfluß des mineralogischen Charakters der Grobzuschläge, die bekanntermaßen das Ausdehnungs- und Rißverhalten am stärksten bestimmen, auf die Restdruck- und Biegezugrestdruckfestigkeit. Für die Untersuchungen wurden balkenförmige Probekörper ($9 \times 10 \times 40,6 \text{ cm}^3$) benutzt. Der Mischungsaufbau der Proben ist in Tabelle 3.4 angegeben. Für alle Mischungen wurde der Zementgehalt konstant (285 kg Portlandzement pro m^3 Beton) gehalten. Der Sandanteil war aus dem gleichen Material wie der Grobzuschlag. Die Proben wurden nach 7-tägiger Feuchtelagerung in einem "trockenen" Raum bis zur Durchführung der Tests 1 Jahr lang gelagert.

Tabelle 3.4: Mischungsaufbau der in /82/ verwendeten Probekörper

Mischung	W/Z	Zement : Sand : Grobzuschlag Gew.- %	Rohdichte kg/dm^3
Kiesbeton	0,62	1 : 2,80 : 4,03	2,41
Kalkstein- beton	0,65	1 : 3,23 : 3,48	2,38
Sandstein- beton	0,69	1 : 3,02 : 3,27	2,26

Die Proben wurden in einem gasbeheizten Ofen nach der "Einheitstemperaturkurve" auf die entsprechende Temperatur aufgeheizt und eine Stunde bei der vorgewählten Temperatur gehalten.

Anschließend erfolgte eine langsame 12-stündige Abkühlung im Ofen, an die sich eine weitere 4-stündige Abkühlperiode in einem Exsikkator anschloß. Dann erfolgte die Bestimmung der Biegezugrestfestigkeit unter Dreipunktbiegung. An den Bruchstücken wurde anschließend die Restdruckfestigkeit gemessen.

Die Ergebnisse der Druck- und Biegezugprüfungen sind in Bild 3.20 zusammengestellt. Zu bemerken ist, daß sich die Restdruckfestigkeiten der verschiedenen Betone relativ gering unterscheiden. Daher wurde in Bild 3.20 nur der Mittelwert aus den drei Serien angegeben. Die Verläufe der Biegezugfestigkeiten zeigten starke, vom mineralogischen Charakter der Zu-

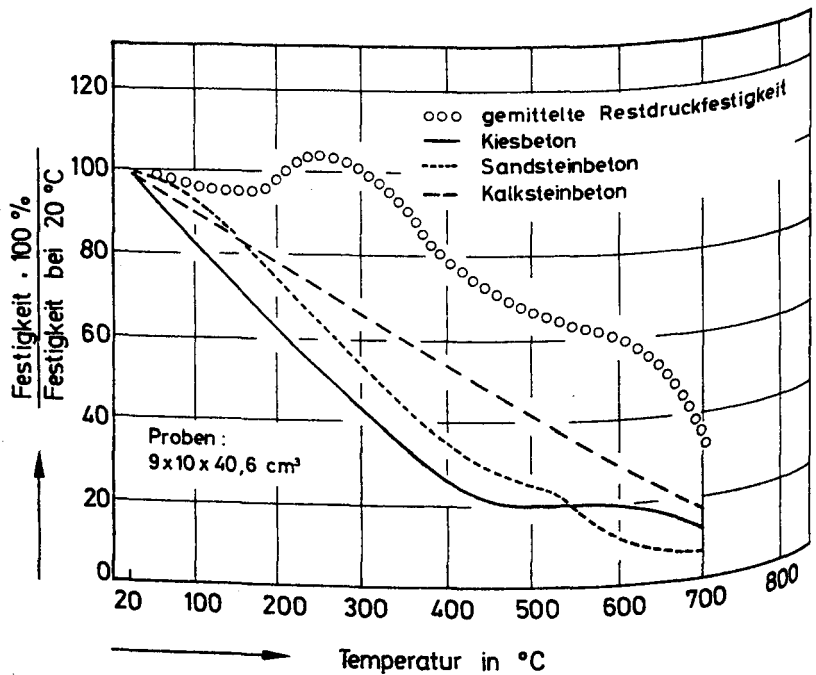


Bild 3.20: Einfluß des mineralogischen Charakters der Zuschläge auf die Biegezugrestfestigkeit von Beton nach thermischer Beanspruchung (nach /82/)

schläge abhängige Unterschiede. So treten beim Kalksteinbeton aufgrund verminderter Rißbildung deutlich geringere Abminderungen in der Biegezugfestigkeit auf als bei den beiden quarzhaltigen Betonen, die durch die stärkere Ausdehnung der Zuschläge auch eine höhere Schallemissionsaktivität (vgl. /47/) aufweisen.

Insgesamt zeigt sich aber auch hier die Tendenz, daß, abweichend vom Verlauf der durch Spaltzugversuche ermittelten Zugfestigkeiten (vgl. Bild 3.12 und 3.18 mit 3.19 und 3.20) die Biegezugfestigkeiten stärker mit der Temperatur abnehmen als die Druckfestigkeiten.

Dies gilt auch für die zentrischen Zugfestigkeiten. Diesbezügliche Untersuchungen wurden an zylindrischen Probekörpern (8 cm Durchmesser, 15 cm Länge) aus verschiedenen Betonen, deren Mischungsaufbau in Tabelle 3.5 angegeben ist, durchgeführt. Die Proben wurden mit einer konstanten Aufheizgeschwindigkeit von 2 K/min, gemessen auf der Betonoberfläche, erwärmt, zwei Stunden auf Höchsttemperatur gehalten und zunächst solange geregelt mit 2 K/min abgekühlt, bis die langsamere natürliche Abkühlgeschwindigkeit des Ofens erreicht wurde. Nach erfolgter Abkühlung auf Raumtemperatur wurden die Zugversuche durchgeführt.

Tabelle 3.5: Mischungsaufbau der verwendeten Probekörper

Mischung	Zementart	Zement kg/m ³	EFA-Füller kg/m ³	W/Z	Zuschlag kg/m ³		Frischbeton- rohdichte kg/dm ³
					Sand	Kies 2-8 8-16	
Kiesbeton NBn1	PZ 35F	344	-	0,52	557	743*)	2,38
Basalt- beton	HOZ45L	365	61	0,45	594	435*)	2,61
HHT-A	HOZ45L	377	60	0,46	600	-	2,61
HHT-B						1400**)	
Mörtel							
M11	PZ 35F	487	-	0,5	1460	-	2,19
MH13	HOZ35L	477	-	0,5	1430	-	2,15

*) Quarzkies der Korngruppen 2/4 und 4/8 mm

**) Basaltdelsplitt der Korngruppen 8/11, 11/16 und 16/22 mm

Zur Einleitung der Zugkräfte wurden auf die Stirnseiten der Proben 2 cm dicke Stahlplatten geklebt. Diese Platten waren zur Erzielung möglichst biegefreier Krafteinleitung über Stahlketten mit dem Zylinder bzw. dem Joch der Prüfmaschine verbunden. Geprüft wurde mit konstanter Lastanstiegsgeschwindigkeit, die so gewählt wurde, daß der Bruch der Probe etwa 1 Minute nach Belastungsbeginn eintrat. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in den Bildern 3.21 bis 3.23 dargestellt.

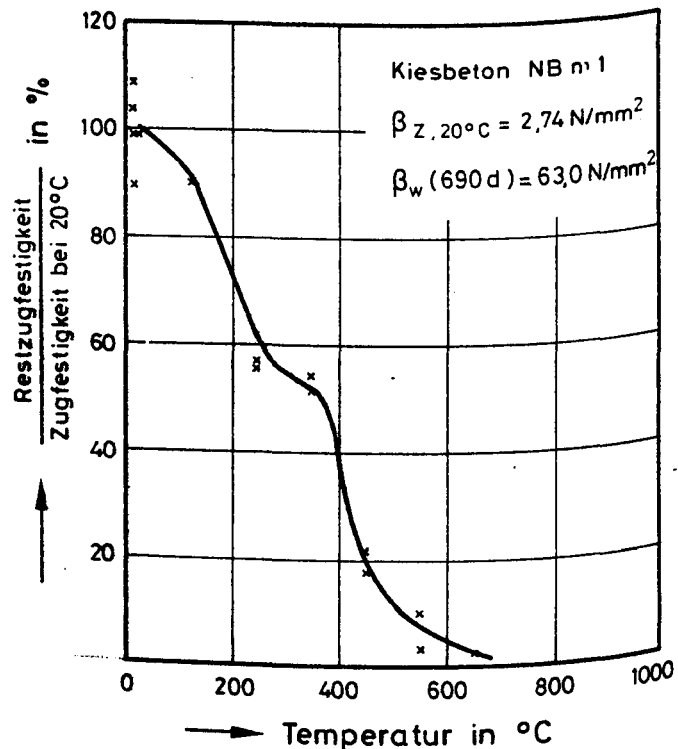


Bild 3.21: Restzugfestigkeit von zentrisch gezogenem Kiesbeton in Abhängigkeit von der Temperatur

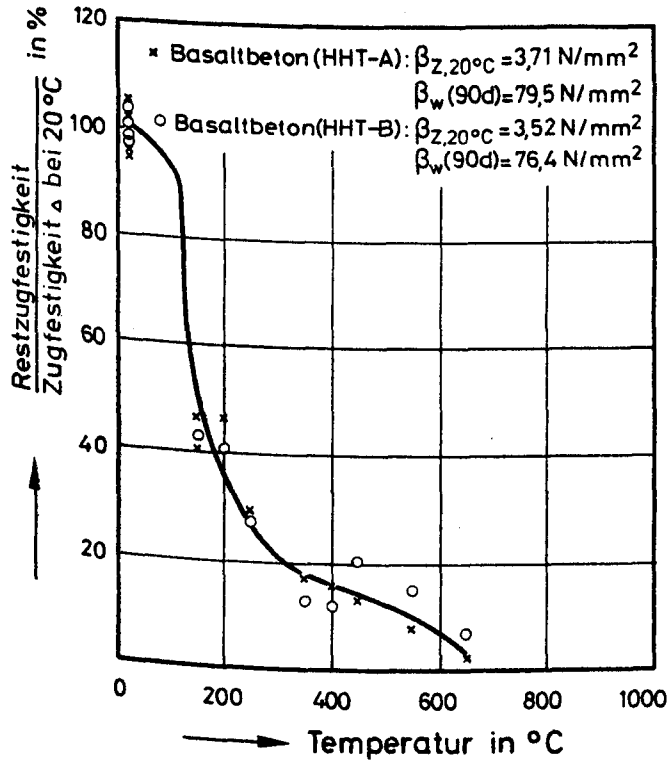


Bild 3.22: Restzugfestigkeiten zentrisch gezogener Basaltsplittbetone in Abhängigkeit von der Temperatur

Bei 20°C zeigt der Kiesbeton, bezogen auf die Würfeldruckfestigkeit, eine etwas geringere Zugfestigkeit als die Splittbetone. So beträgt das Verhältnis Zugfestigkeit/Würfeldruckfestigkeit beim Kiesbeton 4,35 %, während es bei den Splittbetonen zwischen 4,67 % (Serie HHT-A) und 4,61 % (Serie HHT-B) liegt. Diese Unterschiede haben i.W. drei Ursachen:

- Durch die bessere Verzahnung der Splittzuschläge wird die Feinmörtelmatrix teilweise entlastet, d.h. es können höhere Zugkräfte übertragen werden.

- Bei Verwendung von Hochofenzement ist die räumliche Ausdehnung der Kontaktzone zwischen Zuschlag und dem Zementstein kleiner als bei der Verwendung von Portlandzement. Dadurch ergibt sich beim Hochofenzementstein eine bessere Haftung zwischen Zuschlag und Zementstein.
- Die Hochofenzementsteinmatrix enthält einen geringeren Anteil des mechanisch wenig widerstandsfähigen Portlandits und kann daher höhere Zugkräfte aufnehmen.

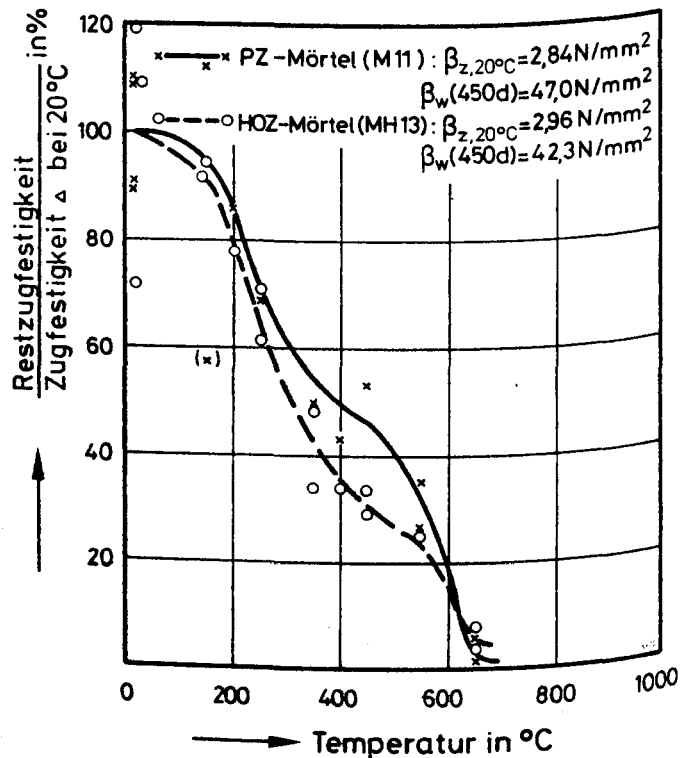


Bild 3.23: Restzugfestigkeit zentrisch gezogener Portlandzement- und Hochofenzementmörtelproben in Abhängigkeit von der Temperatur

Die beiden letztgenannten Gründe finden auch ihre Bestätigung in der höheren Zugfestigkeit des Hochofenzementmörtels gegenüber dem Portlandzementmörtel bei 20°C (vgl. Bild 3.23). So besitzt der Hochofenzementmörtel trotz geringerer Würfeldruckfestigkeit absolut gesehen eine höhere Zugfestigkeit. Relativ zur Druckfestigkeit beträgt die Zugfestigkeit beim Portlandzementmörtel 6,04 % und beim Hochofenzementmörtel 7,00 %.

Eine thermische Belastung der Betone bis etwa 100°C führt zunächst nur zu einer geringen Abnahme der Zugfestigkeit. Interessant ist in diesem Zusammenhang, daß die Bruchflächen in diesem Temperaturbereich sowohl beim Kiesbeton als auch beim Splittbeton relativ eben sind und der Bruch teilweise durch die Zuschläge verläuft.

Bei Versuchstemperaturen oberhalb von etwa 120°C treten in beiden Betonsorten erhebliche Zugfestigkeitsverluste auf. Hauptursache dafür dürfte die geringer gewordene Beanspruchbarkeit der Kontaktzone Zuschlag/Zementstein sein, denn ab etwa 120°C bilden sich sowohl beim Splittbeton als auch beim Kiesbeton relativ raue, zerklüftete Bruchflächen aus. Der Bruch verläuft nun nicht mehr durch die Grobzuschläge, sondern nahezu ausschließlich in den Kontaktzonen. Auffällig ist weiterhin, daß der Bruch i. w. in der Kontaktzone verläuft, die sich während des Betonierens unterhalb des jeweiligen Zuschlagkorns befand, also in dem Bereich, dem man eine besonders hohe, herstellungsbedingte Porosität durch Bildung von Wasserlinsen zuschreibt.

Ein rapider Abfall der Restzugfestigkeit auf ca. 42 % des Ausgangswertes tritt beim Basaltsplittbeton schon bei 150°C auf, während der vergleichbare Zugfestigkeitsverlust beim Kiesbeton erst ab ca. 250°C auftritt. Ursachen dafür dürften i. w. die Differenzen in der thermischen Dehnung von Zementstein und Zuschlag sein.

Der Zementstein dehnt sich bis 150°C in etwa im gleichen Maße wie die Kieszuschläge aus. Ab 150°C beginnt der Zementstein zu schrumpfen und unterschreitet ab 180°C die thermische Ausdehnung des Kiesbetonzuschlages. Rapide Festigkeitsverluste aufgrund von Dehnungsdifferenzen sind für den Kiesbeton also erst ab 180°C zu erwarten.

Der Basaltsplittzuschlag dehnt sich bis 150°C nur etwa halb so stark aus wie der Zementstein. Mit Zugfestigkeitseinbußen aufgrund von Dehnungsdifferenzen ist somit schon bei geringeren Temperaturen zu rechnen.

Oberhalb von 150°C (Basaltsplittbeton) bzw. 250°C (Kiesbeton) nimmt die Zugfestigkeit weiter stetig ab und unterschreitet ab etwa 500°C die 10 %-Grenze. Ursachen für diese weitere Abnahme der Zugfestigkeiten sind

die thermischen Inkompatibilitäten (der Zementstein schrumpft - die Zuschläge dehnen sich aus), sowie Dehydrations- bzw. Zersetzungsreaktionen, die insbesondere die Kontaktzone weiter schwächen.

Bei den Mörteln ist die Abnahme der Restzugfestigkeit offenbar aufgrund des geringeren Anteils an Zuschlägen und der geringeren räumlichen Ausdehnung der Kontaktzonen, sowie einer günstigeren Rißverteilung (vgl. a. /47,81/) im Vergleich zum Beton zu höheren Temperaturen hin verschoben. Zur Klärung des Verhaltens der Zugfestigkeit bei hohen Temperaturen sind nach den vorliegenden Erfahrungen und Erkenntnissen noch weitere Versuche erforderlich.

3.4 Irreversible Verformungen

In Kap. 2 des vorliegenden Arbeitsberichts wurde bereits darauf hingewiesen, daß die thermische Dehnung und das Verformungsverhalten von Beton, aufgrund verschiedener Gefügeschädigungen im allgemeinen irreversibel sind und daß in Abhängigkeit von der jeweils erreichten Maximaltemperatur, nach Beendigung des Abkühlvorganges, bleibende Dehnungen oder Stauchungen auftreten. Außerdem ist damit zu rechnen, daß die Festigkeits- und Verformungskennwerte ebenfalls in Abhängigkeit von der Höchsttemperatur und dem Belastungsgrad während der Temperatureinwirkung irreversiblen Veränderungen unterliegen.

Zur experimentellen Ermittlung der Änderung der mechanischen Kennwerte infolge irreversible Gefügeschädigung wurden Versuche entsprechend Bild 3.24 durchgeführt. Die Proben ($D=8$ cm, Länge=30 cm) wurden nach dem Einbau in die Prüfmaschine zunächst mit ca. 30% der an Vergleichsprobekörpern gemessenen Festigkeit dreimal belastet. Dabei wurde jeweils die elastische Verformung gemessen. Anschließend erfolgte im Kalten die Belastung der Probekörper mit einem Belastungsniveau zwischen 0 und 60% der Kaltzugfestigkeit. Unter Belastung wurde der Probekörper mit 2 K/min aufgeheizt, dabei wurde die Verformung ständig registriert, (vgl. Bild 3.24, $t_1 \dots t_2$). Nach Erreichen der vorgewählten Höchsttemperatur (t_2) wurde der Probekörper noch 2 h homogenisiert, bevor zum Zeitpunkt t_3 erneut durch dreimaliges Ent- und Belasten der E-Modul bestimmt wurde. Nach der E-Modulbestimmung bei Versuchshöchsttemperatur wurde der Probekörper unter Beibehaltung des vorgewählten Belastungsniveaus bei Versuchshöchsttemperatur noch einmal ca. 1 h homogenisiert, bevor der Probekörper unter

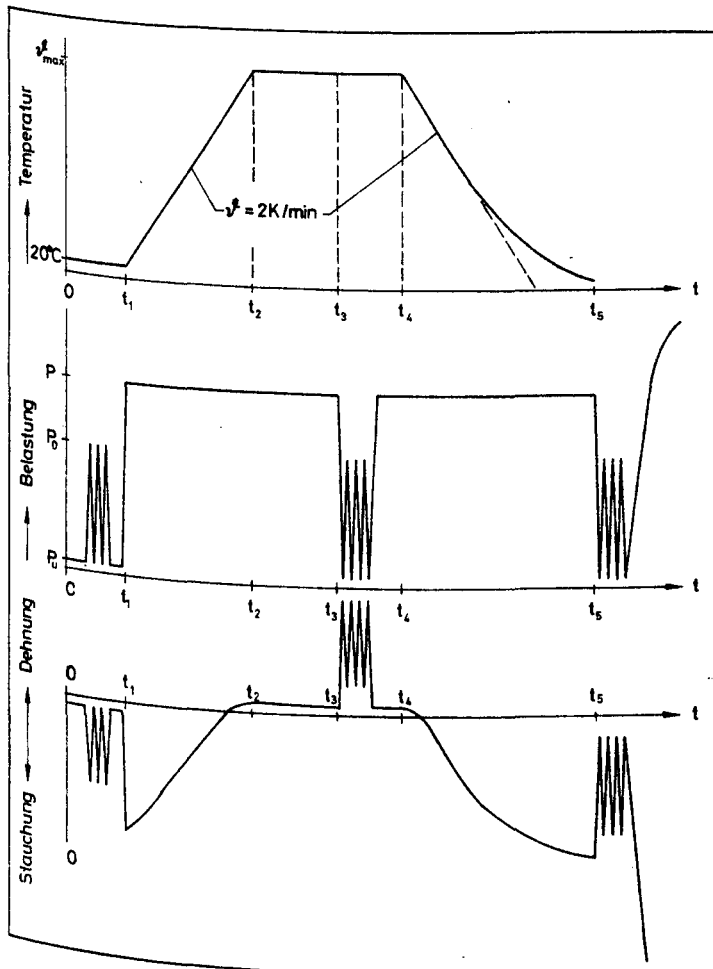


Bild 3.24: Schematische Darstellung der Versuchsdurchführung zur Ermittlung der irreversiblen Verformung sowie der Restfestigkeit und der Restverformung von belastet aufgeheizten Betonproben

Aufrechterhaltung der konstanten Belastung und gleichzeitiger Messung der Verformung mit zunächst konstanter Geschwindigkeit (2 K/min) auf Raumtemperatur abgekühlt wurde ($t_4 \dots t_5$). Nach der Abkühlung auf Raum-

temperatur wurde der E-Modul noch einmal durch dreimaliges Ent- und Belasten bestimmt, bevor abschließend die σ - ϵ -Kennlinie, und daraus die Restverformung und die Restfestigkeit ermittelt wurden.

Einige Ergebnisse der Untersuchungen an Kiesbeton auf Portlandzementbasis sind in den Bildern 3.25 bis 3.27 dargestellt. Bild 3.25 zeigt den E-Modul, der bei der Versuchshöchsttemperatur (im Zeitraum $t_3 \dots t_4$, vgl. Bild 3.24) gemessen wurde, in Abhängigkeit vom Belastungsgrad $P (= \beta / \beta_{20^\circ C})$ bezogen auf den Ausgangs-E-Modul bei $20^\circ C$ ($E_{20^\circ C}$). Danach hängt die Höhe des E-Moduls ganz wesentlich vom Belastungsniveau P ab.

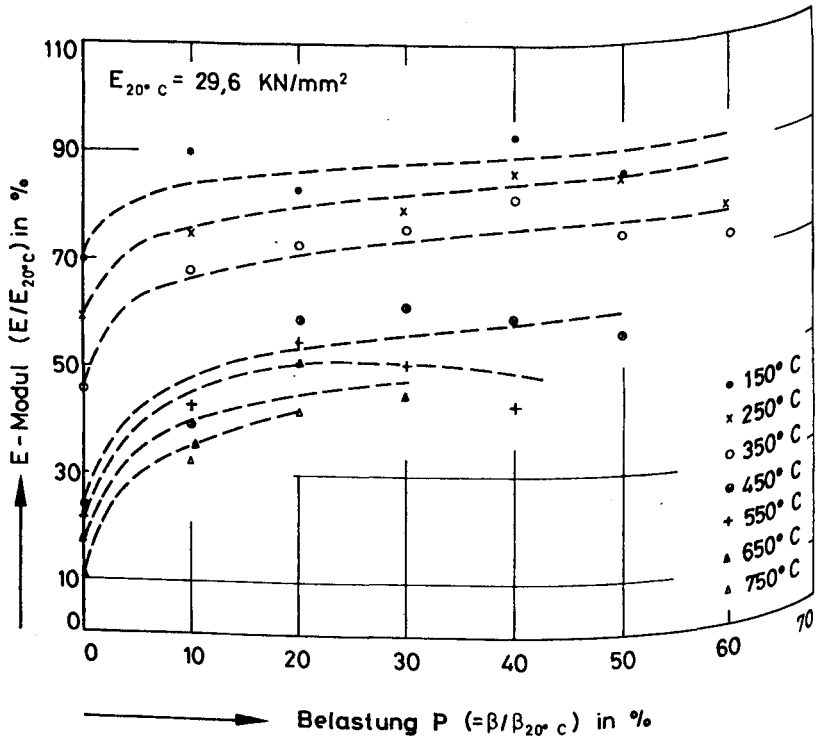


Bild 3.25: E-Modul von Kiesbeton auf Portlandzementbasis, gemessen bei Versuchshöchsttemperatur, in Abhängigkeit von der Belastung P

Im Temperaturbereich von 20°C bis 350°C ist die Zunahme des E-Moduls jeweils im unteren Belastungsbereich am größten (unbelastete Probe \rightarrow mit 10% belastete Proben), während bei mittleren Belastungsniveaus nur eine sehr geringe weitere Zunahme des E-Moduls auftritt. Bei sehr hohen Belastungsniveaus fällt der E-Modul wieder leicht ab. Im Temperaturbereich von 450°C bis 750°C ist der Unterschied im E-Modul zwischen belasteten Proben und unbelasteten Proben noch gravierender. So steigt der E-Modul der auf 750°C aufgeheizten Proben bei einem Belastungsgrad von $P=20\%$ auf den 4-fachen Wert der unbelastet auf 700°C aufgeheizten Probe.

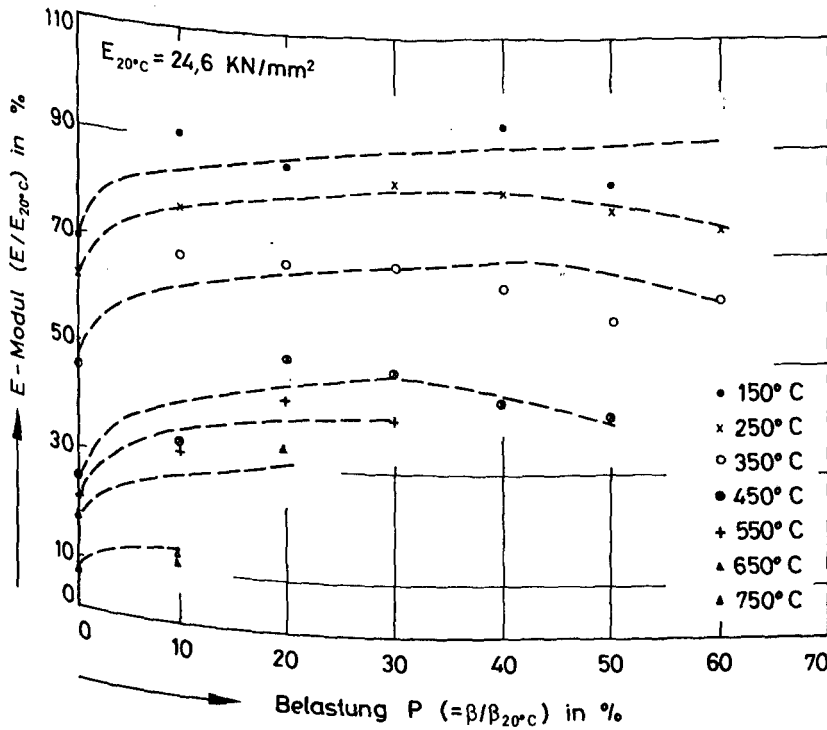


Bild 3.26: E-Modul von Kiesbeton auf Portlandzementbasis gemessen nach Wiedererkalten in Abhängigkeit von der Belastung während der Aufheizung und Abkühlung

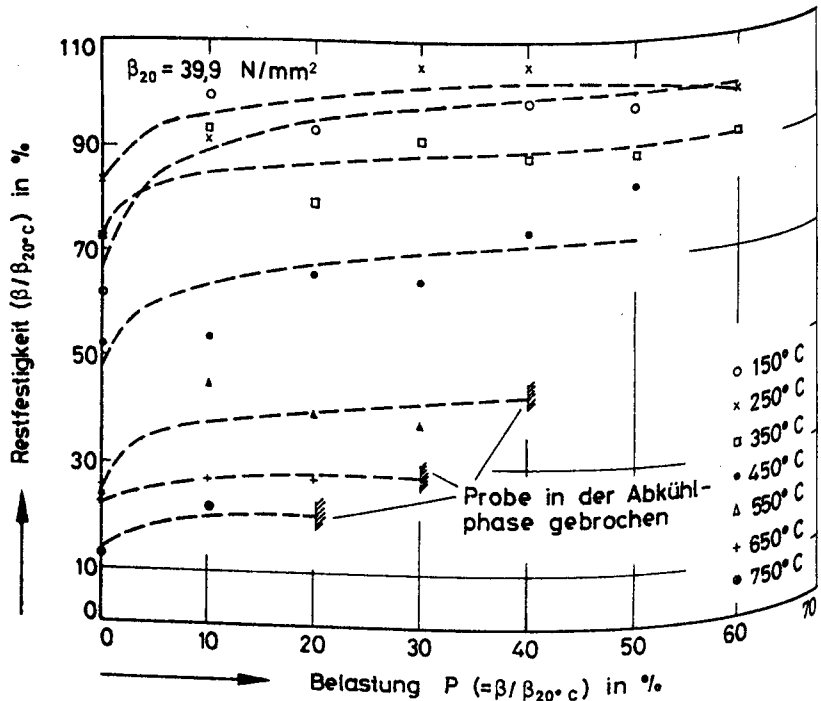


Bild 3.27: Restfestigkeit von Kiesbeton auf Portlandzementbasis in Abhängigkeit von der Belastung während der Aufheizung und Abkühlung.

Auffallend ist bei den thermisch höher belasteten Proben (Temperaturbereich 450–750°C), daß der E-Modul im Belastungsbereich 10% bis 20% noch einmal recht kräftig ansteigt. Bei relativ hohen Belastungsgraden fällt jedoch auch hier, wie im Temperaturbereich 150°C bis 350°C der E-Modul wieder ab.

Der Verlauf des nach Wiederabkühlen in Abhängigkeit vom Belastungsgrad gemessenen E-Moduls unterscheidet sich im Temperaturbereich 150°C bis 200°C nur geringfügig von den im Heißen gemessenen Werten (vgl. Bild 3.26). Ab 350°C liegen die nach Wiedererkalten gemessenen E-Moduli deutlich unter den im Heißen gemessenen Werten.

Der tendenzmäßige Verlauf der Kurven, d.h. bei niedrigen Belastungsgraden starker Anstieg des E-Moduls mit dem Belastungsgrad, im mittleren Belastungsbereich Konstanz des E-Moduls, bei höheren Belastungsgraden Abnahme des E-Moduls mit zunehmendem Belastungsgrad, bleibt auch nach Wiedererkalten erhalten.

Der Verlauf der Restfestigkeit (vgl. Bild 3.27) ergibt im Bereich geringer und mittlerer Belastungsniveaus ein ähnliches Bild wie die E-Modulverläufe. Geringe Belastungen während der Aufheizung und Abkühlung führen zu erheblichen Zunahmen der Restfestigkeiten mit dem Belastungsgrad. Jedoch ist die Festigkeitszunahme bei niedrigen Temperaturen (150°C bis 350°C) wesentlich stärker ausgeprägt, als bei höheren Temperaturen (450°C bis 750°C). Ferner fällt auf, daß die Festigkeit stets monoton mit dem Belastungsniveau zunimmt.

Die Ursachen für die Abhängigkeit der Restfestigkeit vom Belastungsgrad können i.w. durch thermisch bedingte Rißbildungen und Spannungsumlagerungen erklärt werden. Beide Effekte werden offenbar durch das Anlegen äußerer Kräfte im Hinblick auf das Festigkeitsverhalten günstig beeinflusst. Der endgültige experimentelle Nachweis für den Einfluss der Rißbildung auf das veränderte Festigkeitsverhalten steht jedoch noch aus.

4 Auswirkungen hoher Temperaturen auf das biaxiale Festigkeits- und Verformungsverhalten

Im Teilprojekt B3 werden seit 1973 systematisch Materialkennwerte über das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei hohen Temperaturen und unter einaxialer Belastung ermittelt.

Diese Ergebnisse lassen sich auf die Verhältnisse in stabförmigen Bauteilen wie Stützen und Balken zufriedenstellend übertragen. Eine Übertragung auf flächenartige Bauteile kann jedoch nicht vorgenommen werden, da dort überwiegend zweiachbiale Spannungsverhältnisse herrschen.

Um auch für diese Bauteile die entsprechenden Kennwerte zu gewinnen, wurde eine Prüfanlage entwickelt und gebaut, die Untersuchungen an Probekörpern erlaubt, die zweiachbiale Beanspruchungen bei Temperaturen bis zu 1000 °C ausgesetzt sind.

Die Konzeption der Biaxialen Hochtemperaturprüfanlage ergab sich aus den Problemstellungen für Untersuchungen des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter biaxialen Belastungsverhältnissen und bei hohen Temperaturen. Die daraus resultierenden Anforderungen bestimmten die Auslegung einzelner Komponenten und den Aufbau der Anlage als Ganzes. Erst durch das abgestimmte Zusammenwirken jeder einzelnen für sich optimierten Komponente können zufriedenstellende Ergebnisse erarbeitet werden. Im folgenden wird die neuentwickelte Prüfapparatur beschrieben.

4.1 Aufbau der Prüfanlage

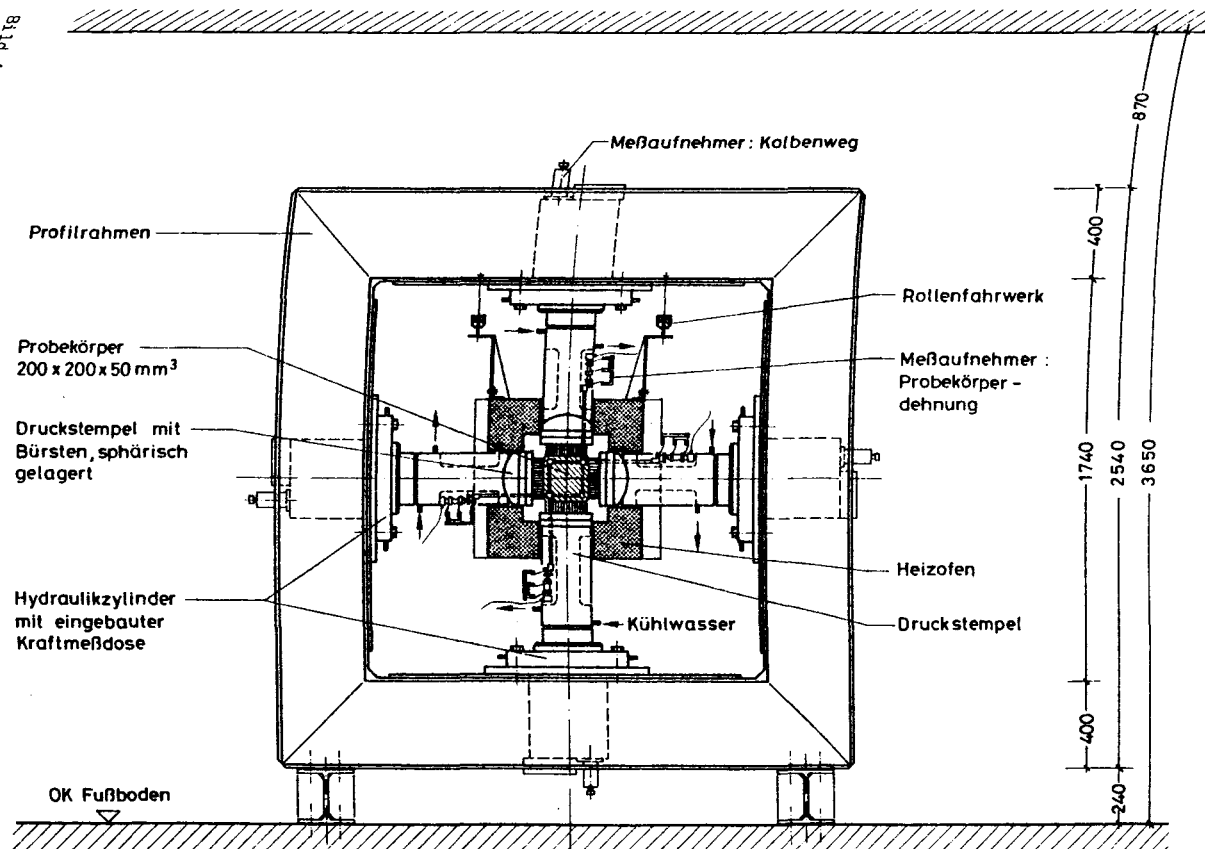
4.1.1 Belastungsrahmen

Einen Überblick über den Prüfstand gibt Bild 4.1.

Der Belastungsrahmen besteht aus einer einteiligen, geschlossenen, senkrecht stehenden Stahlkonstruktion. Durch die Verwendung von zwei, nebeneinander angeordneten, großzügig dimensionierten Stahlprofilen in geschlossener Bauweise konnte die Steifigkeit des Belastungsrahmens so festgelegt werden, daß sie die Steifigkeit des Hydrauliksystems übertrifft. Diese große Steifigkeit ist vor allem bei weggeregelten Versuchen notwendig. Gleichzeitig fielen die Abmessungen kleiner aus als bei Verwendung eines Rahmens aus Spannbeton.

Zusammen mit der senkrechten Aufstellung ergibt sich eine sehr gute Zu-

Bild 4.1: Aufbau des Prüfstandes



gänglichkeit zu dem eigentlichen Prüfraum und dadurch ein problemloses Einrichten der Probekörper und der Meßsysteme. Auch konnte die Installation der Heizvorrichtung allein nach thermischen Gesichtspunkten vorgenommen werden, sodaß eine gleichmäßige Temperaturverteilung im gesamten Probekörper erreicht werden konnte.

Dadurch, daß der Rahmen einteilig ausgelegt ist, wirken Eigenverformungen aus Symmetriegründen immer gleichmäßig. Das Problem der Raumstabilität des Probekörpermittelpunkts wird dabei regelungstechnisch gelöst.

Die Belastung der Probekörper erfolgt durch vier kraft- und wegregelbare Hydraulikzylinder mit maximal jeweils 1000 kN Kraft. Die Kräfte werden über wassergekühlte Druckstempel auf die Probekörper übertragen. Davon tragen drei Druckstempel jeweils eine, als Kugelkalotte ausgebildete sphärische Lagerung der Lasteintragungskonstruktionen, um trotz geringfügiger Abweichungen in Parallelität und Rechtwinkligkeit die Probekörper vollflächig zu belasten.

4.1.2 Lasteintragungskonstruktion

Die Lasteintragungskonstruktion hat wesentlichen Einfluß auf die Versuchsergebnisse, insbesondere die Festigkeitswerte. Sie soll dafür sorgen, daß die Last möglichst zwängungsfrei und definiert in den Probekörper eingetragen wird, um dort einen ebenso definierten und gleichmäßigen Spannungszustand zu erhalten.

Die Zwängung ergibt sich dabei aus der Querdehnungsbehinderung des Betons infolge Reibung durch die Lasteintragungskonstruktion. Die Zwängungen bauen einen mehraxialen Spannungszustand auf, der eine Festigkeitssteigerung des Betons bewirkt. Ebenfalls führt diese durch Reibung kraftschlüssige Verbindung zu einer Lastabwanderung in die seitlichen Lasteintragungen und damit zu einer Überschätzung der Festigkeit des Betons.

Zur Verringerung der Querdehnungsbehinderung sind verschiedene Lasteintragungskonstruktionen bekannt geworden:

- hydraulische oder pneumatische Druckkissen, die allerdings für den Einsatz bei erhöhten und hohen Temperaturen nicht brauchbar sind.
- starre Belastungsplatten mit verringerter Reibung durch Folienzwischenlagen und Schmierschichten. Auch hier ist der Einsatz bei höheren Temperaturen problematisch. Zudem ist die Gleitwirkung solcher Zwischen-

- Auflösung der Belastungsplatte in einzelne Stäbchen, die durch Biegungen den Querverformungen des Probekörpers folgen können (Belastungsbürste nach Hilsdorf /83/).

Umfangreiche Untersuchungen haben gezeigt, daß die Belastungsbürste die in eine Lasteintragungskonstruktion gestellten Anforderungen, auch im Hinblick auf die Hochtemperaturprüfung, am besten erfüllt. Folgende vorteilhafte Eigenschaften stellten sich schon bei Untersuchungen bei Raumtemperatur heraus:

Die Querdehnungsbehinderung des Betons wird nur noch durch die Biegesteifigkeit des Einzelstäbchens bedingt. Durch geeignete Auswahl der Stäbchen kann die Querdehnungsbehinderung auf ein Minimum herabgemindert werden. Dadurch üben die Bürsten auch keinen festigkeitssteigernden Zwang auf den Probekörper mehr aus. Nach Hilsdorf /83/ beträgt bei richtiger Dimensionierung der Bürsten der durch Zwängung verursachte Fehler in den Spannungen des Probekörpers höchstens 0,05%. Kupfer /85/ gibt an, daß bei Lasteintragung durch Bürsten der einachsige Druckversuch unabhängig von der Schlankheit der Prüfkörper stets die Prismenfestigkeit liefert. Er konnte dies durch Versuche bis herab zu Schlankheit $h/d = 1$ (Würfel) belegen. Durch Verkleben der Bürsten mit dem Probekörper ist auch die Übertragung von Zugkräften möglich.

Der Einsatz der Bürsten bei hohen Temperaturen bereitet keine Schwierigkeiten. Durch Auswahl geeigneter Materialien lassen sich sowohl die Anforderungen an die Hochtemperaturbeständigkeit als auch an die Steifigkeit erfüllen.

Bei der Auswahl eines Lasteintragungssystems für Untersuchungen bei hohen Temperaturen müssen zwei weitere Aspekte berücksichtigt werden. Zum einen ist das der Verlust der Festigkeit des Betons bei steigender Temperatur. Das bedeutet für die Bürsten als Lasteintragungssystem, daß die Steifigkeit der einzelnen Stäbchen mit steigender Temperatur abnehmen darf. Zum anderen ist es die mit steigender Temperatur stark zunehmende Kriechfähigkeit von Beton. Es ist zu vermuten, daß sich aus diesem Grund der Einfluß von Zwangskräften bei der Lasteintragung im Versuchstemperaturbereich stark ändert. Nur durch den Einsatz von Bürsten kann sich die Lasteintragungskonstruktion ohne zusätzliche Maßnahmen diesen Änderungen anpassen.

Aufgrund der oben dargestellten Überlegungen und Erkenntnisse kam für die Biaxiale Hochtemperaturprüfanlage nur ein Bürstensystem als Lasteintragungskonstruktion in Frage.

Zu klären waren die Abmessungen der einzelnen Stäbchenelemente und die Auswahl des Materials. Auf Grund der Befürchtung, daß einzelne Stäbchenelemente bei der Prüfung bei höheren Temperaturen wegnicken könnten, wurden als erste Konstruktion Bürsten gebaut, deren Elemente recht grob ausfielen. Insbesondere unterblieb eine Aufteilung der Lasteintragungslatten in Querrichtung, ausgehend von der Überlegung, daß bei der schlanken Form der Probekörper (s.u.), die Dehnungsbehinderung in den

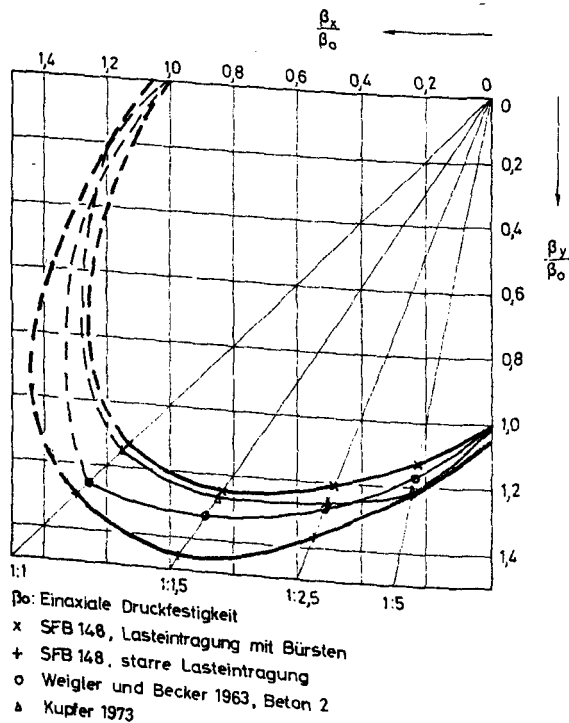


Bild 4.2: Zweiaxiale Druckfestigkeit

Randzonen in der unbelasteten Achse keinen großen Einfluß mehr haben sollten. Vergleichsuntersuchungen zeigten eine Festigkeitssteigerung bei Verwendung von starren Lasteintragungsplatten, insbesondere bei biaxialen Belastungsverhältnissen. Bild 4.2 zeigt diesen Sachverhalt, insbesondere die starke Zunahme der Festigkeit bei einem Belastungsverhältnis $\sigma(x) : \sigma(y) = 1:1,5$. Zum Vergleich ist eine von Weigler und Becker /84/ mit Zwischenlagen ermittelte und eine von Kupfer /85/ mit Bürsten ermittelte Bruchgrenzkurve mit eingezeichnet.

Auch die Bruchbilder der geprüften Probekörper unterschieden sich: bei den Probekörpern, die mit den starren Lasteintragungsplatten geprüft wurden, blieben konisch zulaufende Bruchstücke stehen: ein deutlicher Hinweis auf Zwängungen und einen dadurch bewirkten mehrdimensionalen Spannungszustand im Bereich der Lasteintragung. Dagegen gab es bei den mit Bürsten geprüften Probekörpern in der Ebene verteilte Risse, die zum Versagen führten. In den Ecken blieben wenig geschädigte Stücke zurück. Der Einfluß der Zwängungen war also schon weitgehend vermindert worden.

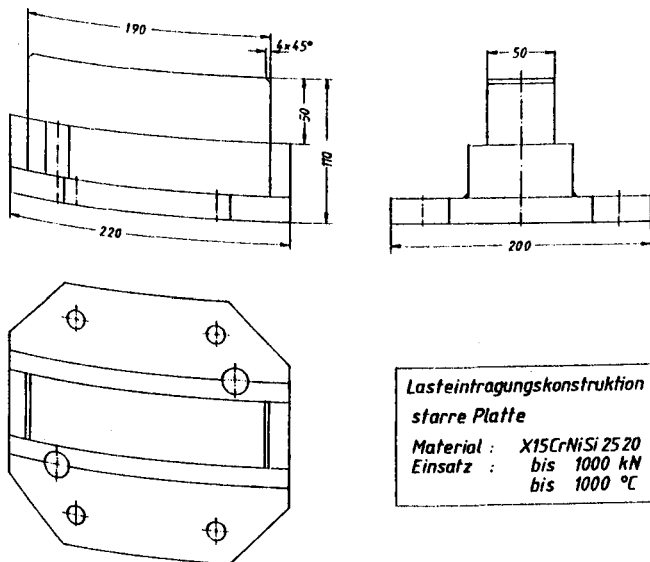


Bild 4.3a: Lasteintragungskonstruktion: starre Platte

Die Untersuchungen ergaben, daß eine Bürste mit noch feinerer Unterteilung der Belastungsplatte zu noch besseren Ergebnissen führen würde. Die neue Bürste wurde nun auch in der Querrichtung geschlitzt; die Abmessungen der einzelnen Stäbchenelemente (Druckfläche und freie Länge) sind so ausgelegt, daß ihre Knicksicherheit im Druckversuch gerade noch gegeben ist. Es zeigten sich die erwarteten Verbesserungen: die Festigkeit der Probekörper wurde geringer, das Bruchbild so, daß sich Risse fast gleichmäßig über den gesamten Probekörper verteilten. Der Bruch der Probekörper erfolgt so, daß sich runde Scheiben aus dem mittleren Bereich der Probekörper lösen. Dies ist die Bestätigung der von Hilsdorf /83/ geäußerten Überlegungen, daß im mittleren Bereich einer Scheibe endlicher Dicke ein zweiachsiger Spannungszustand auftritt. Dieser Bereich wird von einem dreiachsig beanspruchten Ring umschlossen, dessen Dicke von der Scheibendicke und von der Lasteintragung abhängt. Durch die längs und quer geschlitzte Bürste war es gelungen, die Dicke dieses Ringes auf ein Minimum zu reduzieren und den Bereich dreiachsialer Spannungen auf kleine Eck-

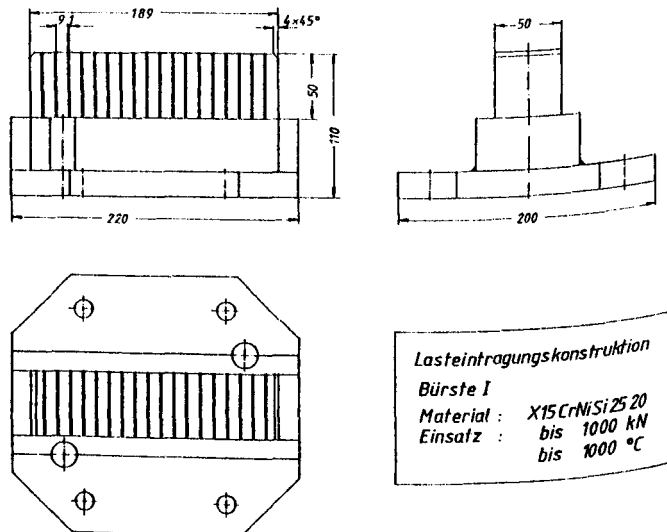


Bild 4.3b: Lasteintragungskonstruktion: Bürste 1

bereiche zu begrenzen. Auf Bild 4.3 a-c sind die drei Lasteintragungskonstruktionen in der Form dargestellt, wie sie zu den o.g. Untersuchungen benutzt wurden. Bild 4.4 zeigt die zweiachsigle Festigkeit eines mit den beiden Bürstensystemen geprüften Betons.

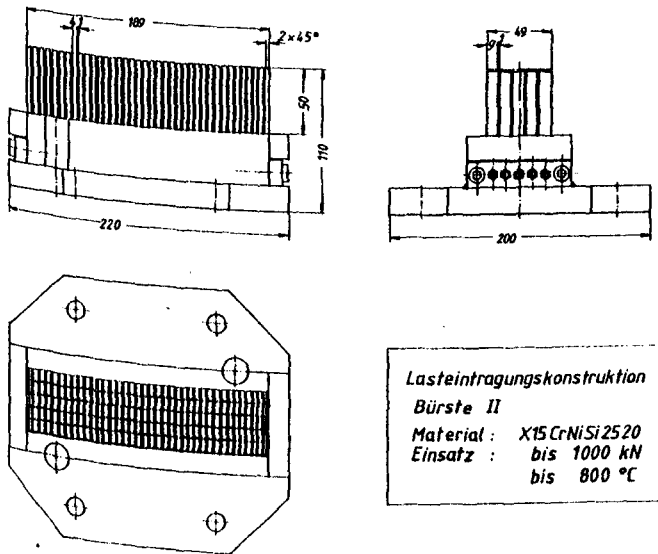
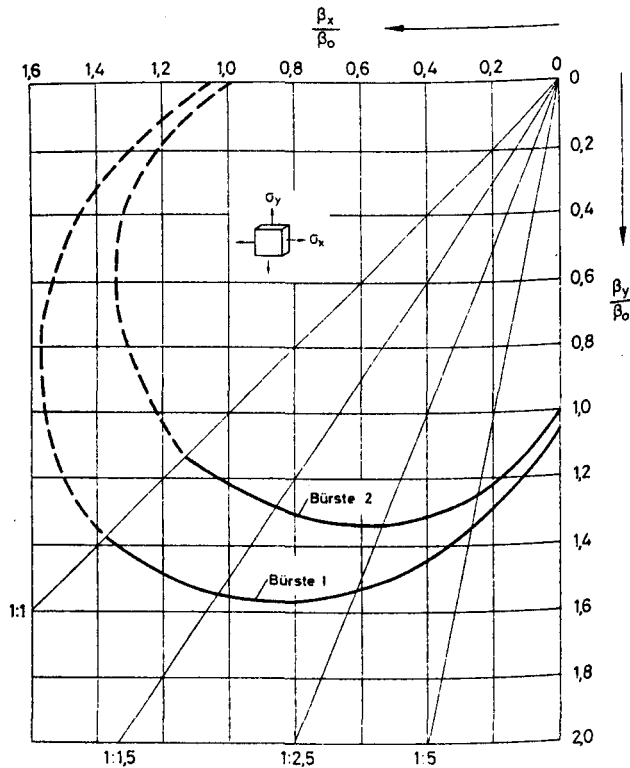


Bild 4.3c: Lasteintragungskonstruktion: Bürste 2

4.1.3 Belastungsregelung

An die Regeleinrichtungen von Anlagen zur Durchführung von Versuchen unter zweiachsiglen Bedingungen und hohen Temperaturen werden im wesentlichen folgende Anforderungen gestellt:

- die Konstanz der vorgegebenen Belastungsverhältnisse muß eingehalten werden,
- der Probekörpermittelpunkt muß während des gesamten Versuches verformungsstabil gehalten werden, d.h. die Wirkungslinien der Belastungskräfte beider Achsen müssen sich immer im Probekörpermittelpunkt schneiden,



Einaxiale Probekörperfestigkeit $\beta_0 = 33,0 \text{ N/mm}^2$

Lasteintragungssystem : Bürste 1 und 2

Bild 4.4: Zweiaxiale Druckfestigkeit

- auch wenn es Veränderungen in der Größe des Probekörpers gibt, wie z.B. durch eine Vergrößerung beim Aufheizen und eine Verkleinerung bei Aufbringung von Druckkräften,
- für den Fall des kraftgeregelten Versuchsablaufs muß ein gleichmäßiger Belastungsanstieg in beiden Achsen entsprechend dem vorgewählten Belastungspfad gewährleistet sein,

- für den Fall des weggeregelten Versuchsablaufs gilt neben der Anforderung nach Konstanz und Gleichmäßigkeit auch die Forderung, daß die Regelung auf neue Situationen, wie z.B. Bruch des Probekörpers, schnell genug reagiert,
- die Regelung sollte es erlauben, verschiedene Versuchsarten und Belastungspfade durchzuführen.

Unter Berücksichtigung dieser speziellen Anforderungen wurde eine servo-hydraulische 4-fach-Kraft-Weg-Regelung entworfen. Die Regeleinrichtungen wurden dabei so ausgelegt, daß jeder der 4 Belastungszyylinder eine eigene Regelung für einen eigenen Hydraulikkreislauf mit Servoventil erhielt. Die Regelungen erhalten ihre Ist-Werte von dem am jeweiligen Zylinder aufgebauten Wegaufnehmer, bzw. von der im jeweiligen Zylinder eingebauten Kraftmeßdose. Dadurch ist eine separate Regelung eines jeden Zylinders möglich, d.h. er kann kraft- oder weggeregelt werden, kann eine vorgewählte Belastungsgeschwindigkeit fahren und einem vorgewählten Belastungspfad folgen. Die achsenweise Kopplung der einzelnen Regelungen erlaubt den Versuchsablauf unter biaxialen Belastungsverhältnissen. Die beiden gegenüberliegenden Zylinder laufen dann synchron gegenläufig (closed-loop-Regelung), d.h. bei einem Anstieg der Belastung, kraft- oder weggeregelt, übernimmt in jeder Achse eine Regelung die Führung, der zweite Regelkreis arbeitet dann als Seitenregler. Eine Wegüberwachungsvorwahl begrenzt bei Bruch der Probekörper den Hub der Prüfzylinder, so daß eine Zerstörung der Belastungseinrichtungen ausgeschlossen ist.

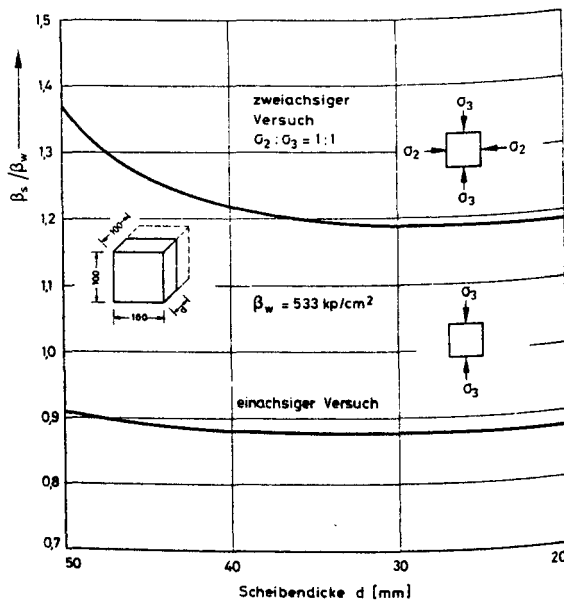
Durch Konstanthalten der Wege aller 4 Zylinder während der Aufheizung können Zwängungsuntersuchungen durchgeführt werden; durch Konstanthalten der Kräfte in je einer Achse können Relaxations- und Kriechversuche durchgeführt werden. Ein ausführlicher Überblick über die möglichen Versuchsarten wird weiter hinten gegeben.

4.1.4 Probekörper

Zur Erzielung eines gleichmäßigen zweiachsialen Spannungszustandes im Probekörper ist neben der Art der Lasteintragung auch eine geeignete Probekörperform notwendig.

Bekannt ist, daß schon bei der einaxialen Druckfestigkeitsprüfung von Beton mit starren Lasteintragungsplatten die Würfelfestigkeit höher ist als die Prismenfestigkeit. Das hat seine Ursache darin, daß die Prüfkörper in der Nähe ihrer belasteten Ränder, die durch die Belastungsplatten in ihrer Querdehnung behindert sind, dreiachsigen Spannungszuständen unterworfen sind, die festigkeitserhöhend wirken. Erst im mittleren Teil eines Prismas, dessen Länge der 2-3fache der Breite beträgt, herrscht ein einachsiger Spannungszustand. In diesem Bereich erfolgt auch immer der Bruch.

Bei der Untersuchung der Eigenschaften von Beton unter zweiachsialen, also ebenen Spannungsverhältnissen, hat es sich herausgestellt, daß zum Aufbau dieser geforderten ebenen Spannungszustandes im Probekörper eine Scheibe die geeignete Probekörpergeometrie darstellt. Auch hier herrschen zwar in



β_s : ein- und zweiachsige Einzeldruckfestigkeit der Scheiben
 β_w : mittlere einachsige Würfeldruckfestigkeit

Bild 4.5: Einfluß der Scheibendicke auf die Festigkeit

der Nähe der belasteten Ränder dreiachsigle Spannungszustände, die sich aber zur Scheibenmitte hin schnell in zweiachsigle Zustände abbauen. Dieser Abbau ist abhängig von der Relation Scheibendicke zu Scheibenbreite, wie die Ergebnisse der von Weigler und Becker /87/ gemachten Untersuchungen zeigen, die auf Bild 4.5 dargestellt sind. Zusammen mit dem als "Bürste" ausgebildeten Belastungssystem stellt die Scheibe als Probekörperform die zur Vermeidung der bei der Lasteintragung auftretenden Probleme die beste Lösung dar.

Die Größe der Probekörper ergab sich aus folgenden Überlegungen:

a) Die Querschnitte der Probekörper durften nicht zu groß sein, damit die Dimensionen der Belastungseinrichtungen auch bei der Prüfung von Betonen hoher Festigkeitsklassen in realisierbaren Maßen gehalten werden konnten. Das betrifft die Abmessungen des Belastungsrahmens zur Erzielung einer ausreichenden Steifigkeit ebenso wie die Abmessungen der Belastungsbürsten zur Übertragung der Prüfkkräfte.

b) Die Probekörper müssen in allen drei Dimensionen mindestens so groß sein, daß die durch den heterogenen Aufbau des Betons und die zufällige Verteilung des Zuschlags verursachten Ungleichmäßigkeiten auf die Meßergebnisse keinen nennenswerten Einfluß mehr haben. Erfahrungsgemäß sollte die Probekörpergröße in jeder Richtung etwa das 5-fache der Größe des größten Zuschlagkorns betragen.

Für ein minimales repräsentatives Volumen wird das 3-4fache des Volumens des größten Zuschlagkorns gefordert.

Auf Grund dieser Überlegungen haben die Probekörper die Maße 200x200x50 mm³. Sie werden folgendermaßen hergestellt:

Aus praxisgerechtem Beton B 25 mit überwiegend quarzitischem Zuschlag und einem Größtkorn von 16 mm werden Würfel mit einer Kantenlänge von 20 cm hergestellt. Durch die Verwendung sehr genau gearbeiteter Stahlformen ist eine gute Maßhaltigkeit gewährleistet. Nach einer Lagerung von 1 Tag in 65 % r.F. werden die Würfel geschliffen. Danach werden aus den Würfeln 3 Scheiben der Dicke 5 cm ausgesägt. Der oberste und unterste Teil des Würfels wird nicht verwendet. Bild 4.6 zeigt schematisch die Herstellungs- und Prüfrichtungen der Probekörper und ihre Bezeichnungen. Die Prüfrichtung ist anlehnend an die Norm zur Ermittlung der Druckfestigkeit senkrecht zur Betonierichtung, durch die Bezeichnungen "oben, mitte,

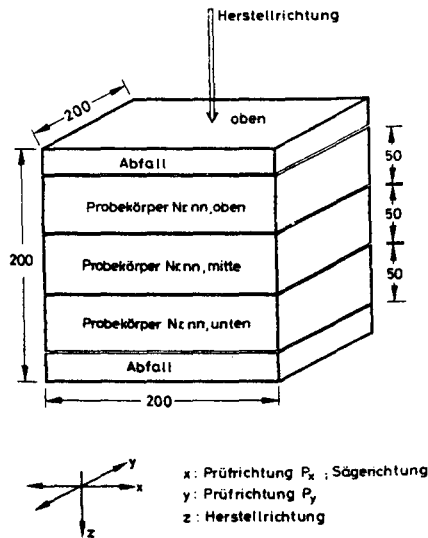


Bild 4.6: Herstellung der Probekörper

unten" sollen eventuell auftretende Unregelmäßigkeiten erkannt werden, die sich durch den Betoniervorgang ergeben haben könnten.

Neben diesen sich schon für den Raumtemperaturfall ergebenden Überlegungen mußte die Beaufschlagung der Probekörper mit hohen Temperaturen berücksichtigt werden. Zur Vermeidung von Temperaturgradienten im Probekörper sind sowohl die dünne Form der Scheibe als auch die relativ großen beheizten Flächen günstig.

Durch diese Form ist weiterhin die Möglichkeit gegeben, daß die Probekörper bei Raumtemperatur und bei hohen Temperaturen in unversiegelter und versiegelter oder teilweise versiegelter Form geprüft werden können.

4.1.5 Meßsysteme

Bei den Untersuchungen zur Ermittlung des biaxialen Hochtemperaturverhaltens von Beton müssen während der Versuche die in die Probekörper eingebrachten Kräfte, deren Verformungen und Temperaturen gemessen werden. Eine Übersicht über die zu messenden Größen zeigt Bild 4.7. Dazu dienen die im folgenden beschriebenen Meßsysteme.

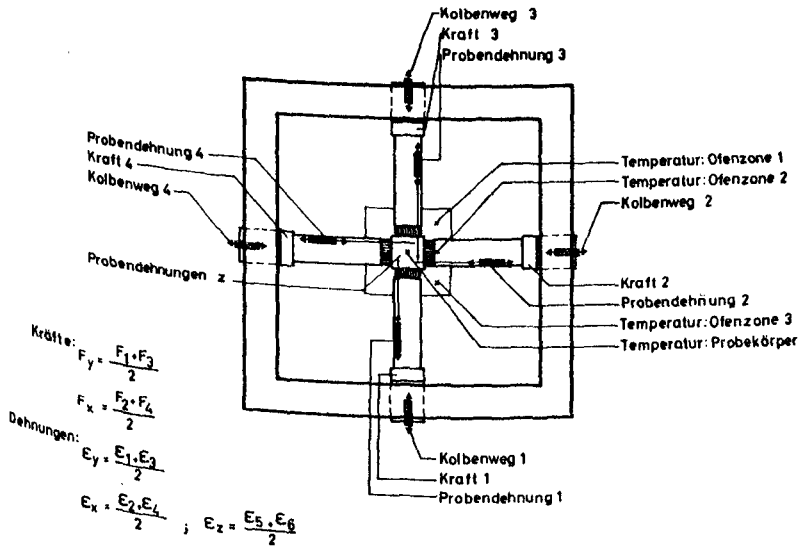


Bild 4.7: Meßgrößen

Belastungsmessung

Zur Messung der in die Probekörper eingebrachten Kräfte stehen vier, jeweils zwischen Zylinder und Probekörper eingeschaltete Kraftmeßdosen zur Verfügung. Die Anbringung von zwei Kraftmeßdosen pro Achse bietet die Möglichkeit, den Einbau und Zustand der Probekörper zu überwachen, denn nur ein genau mittig eingebauter, planparalleler und rechtwinkliger Probekörper führt dazu, daß beide Kraftanzeigen einer Achse den notwendiger-

weise gleichen Wert anzeigen. Außerdem ist es so möglich, während eines Versuchs Abweichungen der Anzeigen voneinander festzustellen, und so auf Fehler oder aber auch auf Kräfteumlagerungen im Probekörper zu schließen. Da sich die Kraftmeßdosen im gekühlten Bereich der Druckstempel befinden, können Fehler durch Temperatureinflüsse nicht auftreten. Durch diese direkte Kräftemessung entfallen die Fehlermöglichkeiten, die sich durch indirekte Methoden, wie Messung mit Öldruckaufnehmern, ergeben können. Es sind hier keine Kalibrierversuche notwendig und das zeitlich konstante Einhalten der Genauigkeit der Meßwerte kann überwacht werden.

Verformungsmessungen

Die Verformungen der Probekörper können auf verschiedenen Wegen festgestellt werden:

- durch Dehnungsmeßstreifen,
- durch Messung der Kolbenwege,
- durch direkte Verformungsmessung am Probekörper.

Da der Einsatz von Dehnungsmeßstreifen, die auf den Probekörper geklebt werden oder einbetoniert sind, bei hohen Temperaturen nicht unproblematisch ist, wurde diese Meßmethode bisher nur bei Raumtemperatur angewendet.

Die Messung der Wege der Kolben erfolgt mit intern am Zylinderboden angebauten induktiven Wegaufnehmern. Dabei werden allerdings die mechanisch und thermisch verursachten Verformungen der Lasteintragungssysteme mitgemessen. Diese Meßwerte finden deshalb nur zur Regelung und Wegbegrenzung der Kolbenwege Verwendung.

Deshalb wurde zusätzlich ein Wegmeßsystem zur direkten Messung der Verformungen des Probekörpers installiert. Dabei mußten wegen der auftretenden hohen Temperaturen einige Besonderheiten beachtet werden. Da der eigentliche Wegaufnehmerkörper außerhalb des Hochtemperaturbereiches angebracht werden muß, müssen die Verformungswege aus dem heißen Bereich durch Wegübertrager übertragen werden. Bild 4.8 zeigt das an einem Probekörper aufgebaute Dehnungsmeßsystem für Dehnungen in den belasteten Achsen. Die Wegübertrager – aus Stahl für Raumtemperatur, aus Quarzglas für höhere Temperaturen – bestehen jeweils aus einem Rohr und einer darin verlaufenen Stange. Sie stützen sich in punktgelagerten Klötzchen ab, die

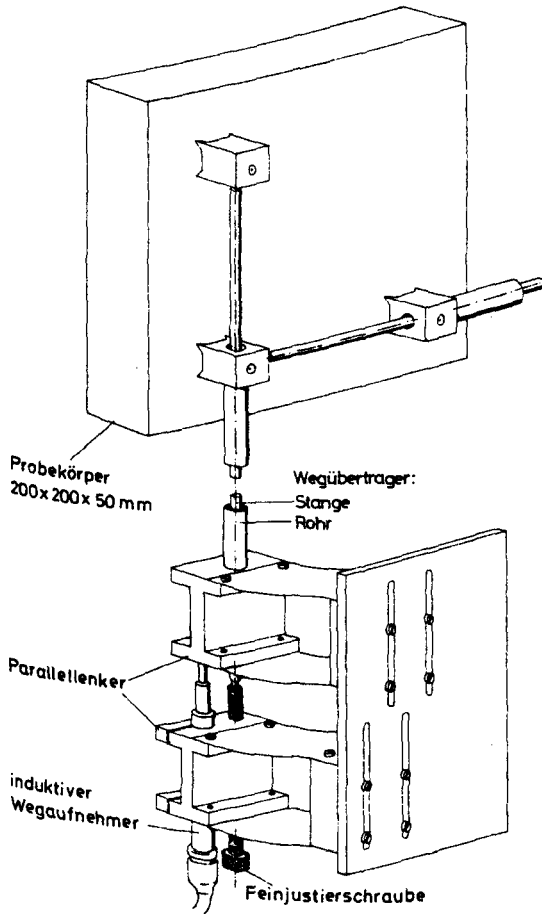


Bild 4.8: Dehnungsmeßsystem

auf dem Probekörper durch Klemmen zuverlässig fixiert sind und enden auf Parallelkern, an die angebaut induktive Wegaufnehmer die Differenzwege messen. Durch die veränderbare Anbringung der Klötzchen auf dem Probekörper werden Endflächeneffekte ausgeschaltet, die bei Messungen direkt zwischen den Stempeln zu Verfälschungen der Ergebnisse führen.

Vergleichsmessungen mit Dehnungsmeßstreifen bei Raumtemperatur zeigten die gute Übereinstimmung der mit diesen beiden Methoden ermittelten Meßwerte. Bild 4.9 zeigt für verschiedene Belastungsverhältnisse die Dehnungen mit etwa 60 % seiner entsprechenden zwei axialen Festigkeit belasteten Probekörpers, Bild 4.10 die verwendeten Meßlängen.

Die Dehnungen in der unbelasteten Achse werden ebenfalls mit einem ähnlichen System gemessen.

Alle gemessenen Werte werden direkt aufgezeichnet und angezeigt, um das Versuchsgeschehen ständig überwachen zu können. Zur Dokumentation soll ein digitales Meßwerterefassungssystem aufgebaut werden, das die Meßwerte speichert und aufgearbeitet ausgibt.

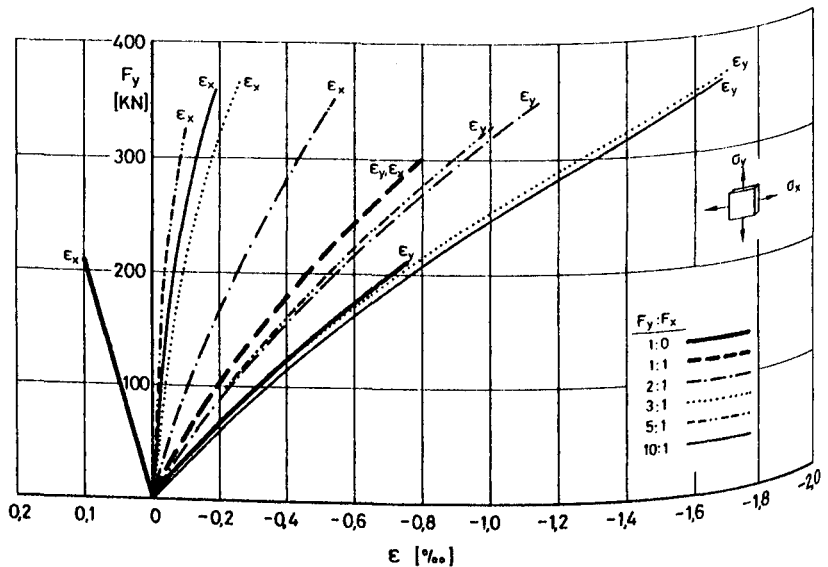
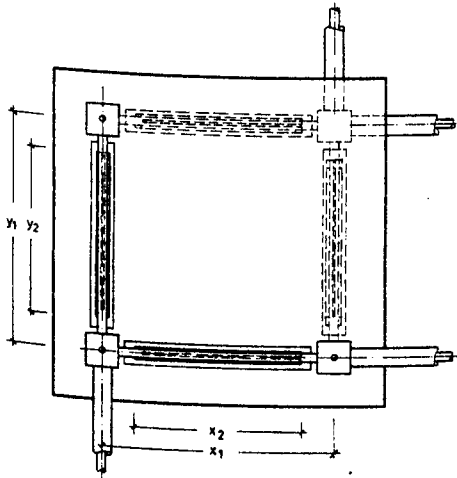


Bild 4.9: Spannungs-Dehnungslinien bei biaxialer Belastung



- x_1 : Meßlänge Dehnungsmeßsystem x-Richtung = 140 mm
- x_2 : Meßlänge Dehnungsmeßstreifen x-Richtung = 100 mm
- y_1 : Meßlänge Dehnungsmeßsystem y-Richtung = 140 mm
- y_2 : Meßlänge Dehnungsmeßstreifen y-Richtung = 100 mm

Bild 4.10: Meßlängen auf den Probekörpern

4.1.6 Heizsystem

Die kontrollierte Erwärmung der Probekörper stellt ein wesentliches versuchstechnisches Problem dar. Zufriedenstellende Ergebnisse konnten erst nach langen Versuchsreihen und Anpassung aller beteiligten Komponenten (Probekörper, Lasteintragung, Ofen, Ofenregelung) erreicht werden.

Die Beheizung der Probekörper erfolgt elektrisch mit einem in zwei gleiche Hälften geteilten Kammerofen. Die beiden hängend angeordneten Ofenhälften sind verfahrbar und werden zum Probe- und Meßsystemeinbau auseinandergefahren und zur Durchführung der Versuche geschlossen. Der Ofenraum umfaßt dann den Probekörper, die Belastungsbürsten und einen kleinen Teil der Belastungsstempel.

Drei, thermisch durch Konvektionsbleche entkoppelte, einzeln regelbare Heizzonen sorgen für eine gleichmäßige Temperaturverteilung im Ofenraum und beheizen die Probekörper indirekt über die beiden freien, flächenmäßig größten Oberflächen.

Dieser Weg der Beheizung wurde gewählt, um auch im gesamten Probekörper eine möglichst gleichmäßige Temperaturverteilung zu erreichen. Andere Beheizungsmöglichkeiten, wie z.B. die direkte Beheizung durch die Druckstempel, schieden wegen der enormen technischen Schwierigkeiten aus.

Eine gleichmäßige Temperaturverteilung in den Probekörpern ist notwendig, damit nicht thermisch induzierte Spannungen den durch die Belastungseinheiten aufgetragenen definierten Spannungszustand in unbekannter Weise verfälschen oder sogar zu ungewollten Schädigungen führen.

Zur Überprüfung der Temperaturverteilung in den Probekörpern wurden Beton-scheiben mit 13 bzw. 15 über die Oberfläche und die Dicke gleichmäßig verteilten Thermoelementen versehen (siehe Bild 4.11) und unter verschiedenen Bedingungen auf verschiedenen hohen Temperaturen aufgeheizt.

Dabei zeigte sich, daß die Probekörpermitten immer wärmer als die Ränder der Probekörper waren, daß aber Temperaturunterschiede in der Dicke der Scheibe vernachlässigbar klein waren. Besonders große Unterschiede in der Temperaturverteilung auf der Oberfläche der Probekörper ergaben sich bei schnellen Aufheizgeschwindigkeiten über 4 K/min und im Temperaturbereich bis zu 300 °C.

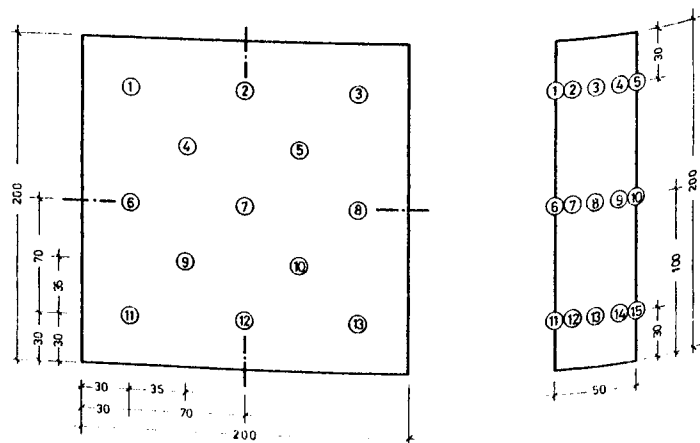


Bild 4.11: Temperaturmeßstellen

Diese ungleiche Temperaturverteilung hat seine Ursache in der wärmeabführenden Wirkung der Belastungseinrichtungen und in den verschiedenen thermischen Eigenschaften von Betonprobekörpern und Stahllasteintragungen. Die Wärmeübergangszahlen zwischen Ofenraum und Beton bzw. Stahl sind sehr unterschiedlich, die Temperaturleitzahlen von Beton und Stahl unterscheiden sich etwa um den Faktor 10, und die Wärmekapazitäten der eingebauten Beton- bzw. Stahlteile sind sehr verschieden. Zusätzlich kondensiert aus dem Beton ausgedampftes Wasser an den kälteren Teilen und trägt damit zur Veränderung der Temperaturverhältnisse bei. Aus all diesen Gründen kann sich kaum ein thermisches Gleichgewicht zwischen den verschiedenen Komponenten einstellen.

Zur Vermeidung von Temperaturgradienten in den Probekörpern durch den Einfluß der Belastungseinrichtungen wurde deshalb die Aufheizgeschwindigkeit bis zum Erreichen von 300°C auf 1 K/min verringert. Nach Erreichen von 300°C kann mit 2 K/min weiter aufgeheizt werden. Zusätzlich wurde die Wärmeableitung durch die Belastungstempel erheblich verschlechtert. Dies wurde erreicht durch Zwischenlagen von druck- und temperaturfesten Materialien zwischen Belastungsbürsten und Belastungstempeln. Zwischenlagen zwischen Probekörpern und Bürsten waren nicht möglich, da sie die Funktion der Bürsten beeinträchtigen. Die Bürsten werden deshalb vollständig mitbeheizt, sodaß auf diese Weise kein Wärmefluß zwischen Probekörpern und Bürsten entsteht.

Eine 3-Zonen- PID- Programmregelung übernimmt das geregelte Aufheizen des Ofens und die Realisierung definierter Temperaturverläufe. Die Ist- Werte werden von 3 auf den Probekörper aufgeklebten NiCr-Ni- Thermoelementen geliefert. Ein mittig auf der Rückseite aufgeklebtes Thermoelement dient zur zusätzlichen Kontrolle. Das Einbetonieren von Thermoelementen, das den Aufbau der Probekörper verändern würde, erwies sich nach den Vorversuchen als nicht notwendig.

Neben der schon oben erläuterten Aufheizgeschwindigkeit von 1-2 K/min zum Erreichen einer gleichmäßigen Temperaturverteilung im Probekörper hat sich eine Haltezeit von 60 min bei der vorgesehenen Prüftemperatur von bis zu 1000°C als ausreichend lang erwiesen, sodaß die wesentlichen struktur- und festigkeitsverändernden chemischen und physikalischen Reaktionen im Beton abgelaufen sind, und das Festigkeits- und Verformungsverhalten bei stationären thermischen Verhältnissen ermittelt werden kann.

Für thermisch instationäre Versuchsarten, wie die unten ausführlich beschriebenen Versuchsarten Warmkriechen und Zwängungsuntersuchungen, werden die Probekörper unter vorgegebener mechanischer Belastung bis zum Versagen aufgeheizt. Als Aufheizgeschwindigkeiten werden auch hier 1-2 K/min gewählt, um unerwünschte Nebenwirkungen durch Temperaturspannungen zu vermeiden.

4.2 Versuchsarten

Für Untersuchungen des Hochtemperaturverhaltens von Beton haben sich drei Versuchsarten als besonders wichtig herausgestellt, die auf Tabelle 4.1 dargestellt sind (siehe auch /86/, Seite 113 ff). Mit der biaxialen Hochtemperaturprüfanlage ist es möglich, Betonuntersuchungen nach diesen drei Versuchsarten durchzuführen, die im folgenden in ihrer speziellen Anwendung beschrieben werden:

- Ia Bestimmung der biaxialen Hochtemperaturfestigkeit,
- Ib Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehung in Abhängigkeit von der Temperatur,
- II Bestimmung der Verformungen in Abhängigkeit von Temperatur und Belastung,
- III Ermittlung der Zwängungskräfte in dehnungsbehinderten Probekörpern bei thermischer Belastung.

Tabelle 4.1: Versuchsarten

Versuchsart	Spannung	Dehnungen	Temperaturen	Ergebnis
Belastungssteigerung	variabel	gemessen	konstant	Festigkeit Arbeitslinie
instationäres Warmkriechen	konstant	gemessen	variabel	Gesamtverformungen
Zwängung	gemessen	konstant	variabel	Zwängungskräfte

Zu Ia): Die Bestimmung der Druckfestigkeit der Betonprobekörper erfolgt bei verschiedenen hohen Temperaturen und bei verschiedenen, während des Versuchs konstant gehaltenen Belastungsverhältnissen. Die Temperaturen umfassen dabei den Temperaturbereich, für den die Tragfähigkeit von Beton im Brandfall eine Rolle spielt, also zwischen 20°C und 600°C.

Durch die gewählten Belastungsverhältnisse $\sigma(y):\sigma(x)$ von 0:1, 1:5, 1:2,5, 1:1,5 und 1:1 wird das Feld der zweidimensionalen Belastungsmöglichkeiten gleichmäßig mit Meßpunkten belegt.

Der Versuchsablauf folgt dem auf Bild 4.12 dargestellten Temperatur-Last-Programm und geht wie folgt: der Probekörper wird mit einer Einbaulast von 1 kN (entsprechend 0,1 N/mm²) erst in der senkrechten y-Achse und dann in der waagerechten x-Achse eingebaut. Diese Einbaulasten werden während der folgenden Aufheizphase beibehalten. Aufgeheizt wird mit 1 bzw. 2 K/min, die Haltezeit bei der erreichten Temperatur beträgt 1 Stunde. Dann werden die Kräfte in beiden Achsen gleichzeitig entsprechend dem gewählten Belastungsverhältnis bis zum Bruch des Probekörpers mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 50 kN/min entsprechend 0,08 N/mm² s gesteigert (kraftgeregelt). Der Bruch erfolgt bei dem verwendeten Beton nach etwa 10 min. Als Bruchlast wird die in jeder Achse maximal gemessene Kraft genommen.

Zu Ib): Als notwendige Erweiterung zur Ermittlung der Druckfestigkeitswerte bei hohen Temperaturen werden die σ - ϵ -Arbeitslinien der Betonprobekörper aufgenommen. Dazu werden neben den Kräften in den belasteten Achsen die Verformungen der Probekörper in den belasteten und in der unbelasteten Achse gemessen und so auch Volumenänderungen ermittelt. Das entsprechende Temperatur-Last-Programm und der Versuchsablauf ist ebenfalls auf Bild 4.12 dargestellt.

Das Vorgehen beim Versuch ist ähnlich dem bei den Festigkeitsversuchen: Die Probekörper werden mit einer Einbaulast eingebaut und bis zur vorgegebenen Temperatur aufgeheizt. Die darauf folgende Belastungssteigerung erfolgt dann allerdings weggeregelt mit 0,2%/min entsprechend 0,4 mm/min. Dadurch ist es möglich, auch den abfallenden Ast der σ - ϵ -Linien wenigstens teilweise aufzunehmen und Informationen über das Arbeitsvermögen des Betons zu erlangen.

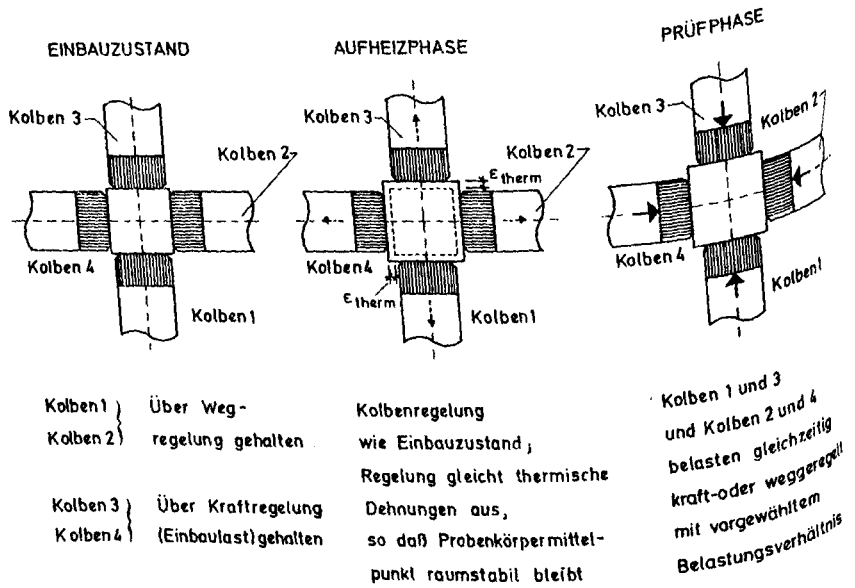
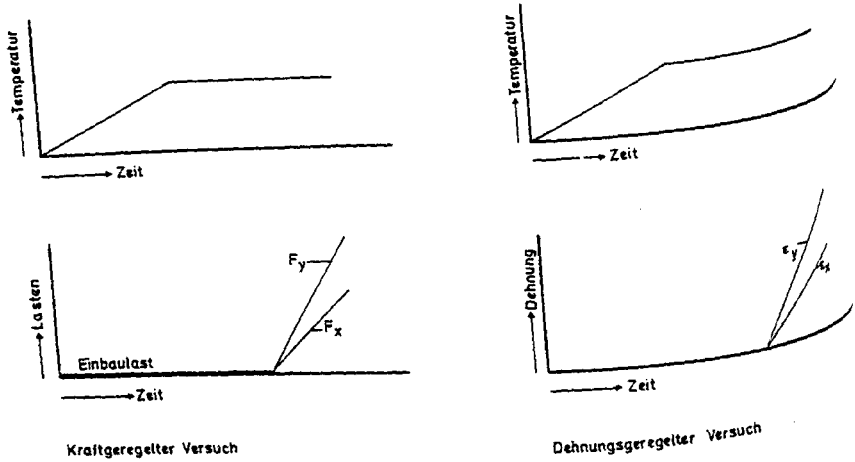


Bild 4.12: Temperatur-Last-Programm und Versuchsablauf: Hochtemperaturfestigkeit und Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Zu II): Instationäres Warmkriechen

Diese Versuchsart - das Temperatur-Last-Programm und der Versuchsablauf ist auf Bild 4.13 dargestellt - besitzt für das Brandverhalten von Betonbauteilen die größte Bedeutung, da hier unter einer praxisgerechten konstanten Belastung und einem vorgegebenen Temperaturanstieg die Gesamtverformungen ermittelt werden. Dazu werden die Probekörper mit einem vorgegebenen Belastungsgrad (in Prozent der entsprechenden biaxialen Raumtemperaturfestigkeit) zweiachial belastet. Die Verformungen in den belasteten Achsen und der unbelasteten dritten Achse bei einem vorgegebenen Temperaturanstieg werden gemessen. Aus den Gesamtverformungsverhalten kann abschließend eine kritische Betontemperatur, d.h. eine beanspruchungsbezogene Bruchtemperatur, ermittelt werden.

Zu III): Bei den Zwängungsuntersuchungen werden die Zwängungskräfte ermittelt, die sich in dehnungsbehinderten Betonprobekörpern bei Erwärmung einstellen. Das entsprechende Temperatur-Last-Programm und der Versuchsablauf ist auf Bild 4.14 dargestellt.

Dazu werden die Probekörper mit einer Einbaulast eingebaut und erwärmt. Die Regelung ist so eingestellt, daß die Probekörper in x- und y-Richtung keine Dehnungen machen können. Gemessen werden die Kräfte, aus denen die Zwängungsspannungen infolge Dehnungsbehinderungen bestimmt werden, die einerseits als Belastungsgrad in die Ermittlung der kritischen Betontemperaturen eingehen, denen andererseits im Hinblick auf Kräfteumlagerungen bei Gebäudebränden besondere Bedeutung beigemessen werden muß, auch wenn die Zwängungskräfte in der Regel nicht so groß werden, daß es dadurch zum Versagen von Bauteilen kommt.

4.3 Zusammenfassung

Die wichtigsten Forderungen an eine biaxiale Hochtemperaturprüfanlage und ihre technischen Lösungen für die ausgeführte Anlage sind im folgenden noch einmal kurz zusammengefaßt:

Aus der Forderung nach einem definierten zweiachialen Spannungsfeld im Probekörper ergibt sich die Form der dünnen Scheibe. Gleichzeitig ist diese Geometrie in Verbindung mit einer darauf abgestimmten Auslegung der

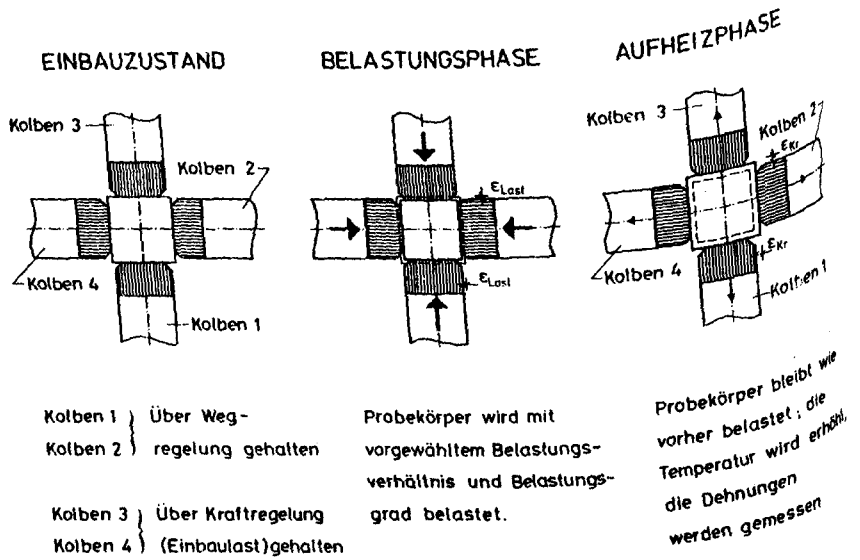
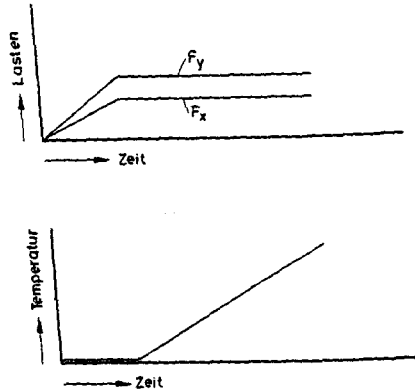
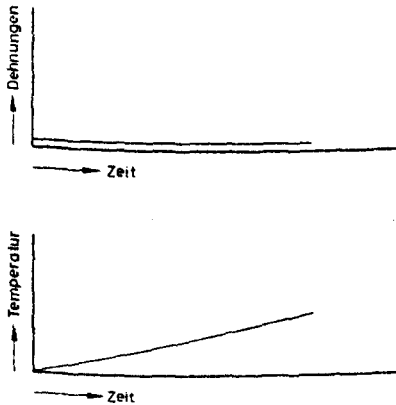
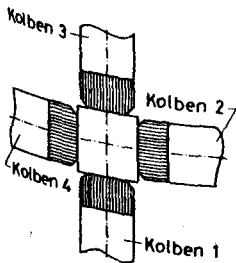


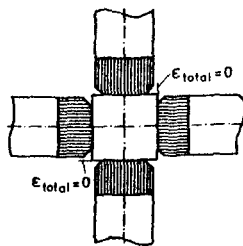
Bild 4.13: Temperatur-Last-Programm und Versuchsablauf: Instationäres Warmkriechen



EINBAUZUSTAND



PRÜFPHASE



Alle 4 Kolben sind
über Wegregelung gehalten
und belasten den Probekörper
mit einer Einbaulast

Die Kolben bleiben in
Wegregelung gehalten,
die Temperatur wird
erhöht, die Kräfte werden
gemessen

Bild 4.14: Temperatur-Last-Programm: Zwängungen

Heizvorrichtung besonders günstig zur Beheizung und zur Vermeidung von Temperaturgradienten im Probekörper.

Aus der Forderung nach definierter Lasteintragung ergibt sich die Lasteintragungskonstruktion "Bürste". Wegen der erforderlichen Temperaturverträglichkeit des Materials kommen andere Belastungskonstruktionen nicht in Betracht.

Aus der Forderung nach Raumstabilität des Probekörpermittelpunktes ergibt sich die Konzeption der vier, einzeln regelbaren Belastungseinheiten mit jeweils eigenem Wegaufnehmer und eigener Kraftmeßdose. Dadurch wird die Auslegung des Belastungsrahmens als einteilige, geschlossene Konstruktion möglich, die zu einer großen Steifigkeit und symmetrisch wirkenden Verformungen des Rahmens führte. Die senkrechte Aufstellung in Verbindung mit den geringen Abmessungen eines Stahlrahmens läßt die Auslegung und Installation der Heizvorrichtung allein nach thermischen Gesichtspunkten zu. Die gute Zugänglichkeit beim Einbau der Probekörper und der Meßsysteme hilft, Einbau- und Bedienungsfehler zu vermeiden.

Aufgrund der Gesamtkonzeption der Prüfanlage können verschiedene Versuchsarten zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei zweiachsiger Beanspruchung und gleichzeitiger Temperatureinwirkung durchgeführt werden. Mit Hilfe der Ergebnisse dieser Untersuchungen können die für weitere wissenschaftliche Untersuchungen und in der Praxis benötigten temperaturabhängigen Materialkennwerte von Beton für flächenartige Bauteile zur Verfügung gestellt werden.

5 Schlußfolgerungen und Ausblick

Der vorliegende Bericht umfaßt die Arbeitsergebnisse des Teilprojektes B 3 für den zurückliegenden, dreijährigen Förderungszeitraum. Obwohl in Teilbereichen des Forschungsprogramms aus finanziellen Gründen Einsparungen und Kürzungen vorgenommen werden mußten, konnten die angestrebten Arbeitsziele im wesentlichen erreicht werden.

Entsprechend dem vorgelegten Forschungsantrag wurden die großen Teilgebiete

- physikalische Eigenschaften von Beton,
- einaxiale Zwängungen und Verformungen,
- Entwicklung einer biaxialen Prüfapparatur

behandelt. Wichtige Teilaspekte aus diesen Arbeiten sind bereits veröffentlicht bzw. in Form von Referaten vorgetragen. Zusammenfassend sei hier auf einige aus unserer Sicht besonders wichtige Arbeitsergebnisse hingewiesen.

Die physikalischen Eigenschaften von Beton werden sehr stark von der Betonart und seiner Vorbehandlung beeinflußt. Anhand umfangreicher Untersuchungen konnte die gesamte Spannweite der vorliegenden Daten ermittelt werden, so daß es nunmehr möglich erscheint, die Temperaturabhängigkeit der physikalischen Stoffwerte von verschiedenen Betonen anhand ihrer betontechnologischen Parameter ungefähr vorauszusagen. Entsprechende Abschätzungen über thermisch bedingte Strukturveränderungen, wie Poren- und Rißbildungen, erscheinen ebenfalls möglich. Allerdings reichen die vorliegenden Untersuchungsergebnisse noch nicht aus, um die Problematik der Rißentstehung und -ausbreitung umfassend zu behandeln.

Im Bereich der Verformungsuntersuchungen wurden erstmalig Relaxations- und Kriechmessungen von Normalbetonen, die bei hohen Temperaturen gewonnen wurden, diskutiert. Dadurch konnte das Erfahrungsspektrum über das Hochtemperaturverhalten von Beton erheblich erweitert werden. Dies trifft auch für die Zugfestigkeitsuntersuchungen zu. Insbesondere hat sich in diesem Zusammenhang gezeigt, daß den in der Literatur bekannten Spaltzug-Hochtemperaturkennwerten zumindest oberhalb 500°C keine materialspezifische Relevanz zukommt, weil die Prüfvoraussetzungen im Hochtemperaturbereich

den der Auswertung zugrundeliegenden Randbedingungen widersprechen.

Die vorgesehene Entwicklung und der Aufbau einer biaxialen Betonprüf-
apparatur bis 1000°C konnte planmäßig durchgeführt und abgeschlossen
werden. Im Bereich der biaxialen Hochtemperatureigenschaften von Beton
wird zukünftig ein Forschungsschwerpunkt dieses Teilprojektes liegen.
Daneben werden Fragen der Irreversibilität von Betoneigenschaften in
Verbindung mit rißanalytischen Untersuchungen und Betrachtungen eine
wichtige Rolle spielen. Mit Rücksicht auf die nunmehr beginnende Ab-
schlußphase des gesamten Sonderforschungsbereichs werden darüberhinaus
gezielt theoretische und anwendungsorientierte Materialstudien durch-
geführt, um die praktische Nutzung der experimentell gewonnenen Er-
fahrungen sicherzustellen.

6. Schrifttum

- [1] Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.: Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1975/77, Teil II, B 3 - 1 bis B 3 - 95, Braunschweig, 1977.
- [2] Schneider, U.; Kordina, K.: "Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit des "Konstruktionsbetons 2.3" für den SNR-Kalkar", Untersuchungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, 1976.
- [3] Zement-Taschenbuch 1974/75, Verein Deutscher Zementwerke, Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin, 1974.
- [4] Schiele, E.; L.W. Berens: "Kalk - Herstellung - Eigenschaften - Verwendung", Verlag Stahlleisen mbH, Düsseldorf, 1972.
- [5] Muir, J.F.: "Response of concrete exposed to a high heat flux on surface", Research Paper SAND 77-1467, Sandia Laboratories, Albuquerque NM, USA, 1977.
- [6] Tze Yao Chu: "Radiant heat evolution of concrete - a study of the erosion of concrete due to surface heating", Research Paper SAND 77-0922, Sandia Laboratories, Albuquerque NM, USA, 1978.
- [7] Hildenbrand, G. et al.: "Untersuchung der Wechselwirkung von Kernschmelze und Reaktorbeton", Abschlußbericht - Förderungsvorhaben BMFT RS 154, KWU, Erlangen, Mai 1978, s.a. Peehs, M.; Skokan, A.; Reimann, M.: "Investigations in Germany of the Barrier Effect of Reactor Concrete against Propagating Molten Corium in the Case of a Hypothetical Core Meltdown Accident of a LWR", ENS/ANS Int. Top. Meeting on Nuclear Power Reactor Safety, Brüssel, 16. - 19.10.1978, Vol. 1.
- [8] Kühl, H.: "Zementchemie", VEB-Verlag Technik, Berlin, 1958.
- [9] Douglas, J.A.: "On Changes of Physical Constants which take place in certain Minerals and Igneous Rocks, on the Passage from the Crystalline to the Glassy state; with a Short Note on Eutectic Mixtures", Quart. Journ. Geol. Soc. London, Vol. 63, p. 145 - 161, 1907.
- [10] Hinz, W.: "Silikate - Grundlagen der Silikatwissenschaft und Silikattechnik", Bd. 1, "Die Silikate und ihre Untersuchungsmethoden", VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1970.
- [11] Quervain, F., de: "Technische Gesteinskunde", Verlag Birkhäuser, Basel-Stuttgart, 1967.
- [12] Gmelins: "Handbuch der anorganischen Chemie", 8. Aufl., Silizium, Teil B, Verlag Chemie GmbH, Weinheim, 1959.
- [13] Kröger, C.: "Theoretischer Wärmebedarf der Glasschmelzen". Glas-technische Berichte, Bd. 26, S. 202 - 214, 1953.

- [14] Harmathy, T.Z.; Allen, L.W.: "Thermal Properties of selected masonry unit concretes", Research Paper No. 562 of the Division of Building Research, Ottawa, April 1973.
- [15] Harada, T. et al.: "Strength, Elasticity and Thermal Properties of Concrete Subjected to Elevated Temperatures", ACI, Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, West Berlin, October 1970.
- [16] Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.: "Hochtemperaturverhalten von Festbeton". Arbeitsbericht B 3 des Sonderforschungsbereichs 148, Technische Universität Braunschweig, 1980.
- [17] Harmathy, T.Z.: "Thermal properties of concrete at elevated temperatures", Research Paper No. 426 of the Division of Building Research, Ottawa, March, 1970.
- [18] Schneider, U.; Diederichs, U.: "Physikalische Eigenschaften von Beton und Stahl im Bereich 20 °C bis zum Schmelzen". Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, März 1980 (unveröffentlicht).
- [19] Hilsdorf et al.: "Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton". DAFStb, Heft 304, 1979.
- [20] Endell, K.: "Versuche über Längen- und Gefügeänderung von Beton- zuschlagstoffen und Zementmörteln unter Einwirkung von Temperaturen bis 1200 °C", Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 60, Berlin, 1929.
- [21] Endell, K.: "Über die Einwirkung hoher Temperaturen auf erhärtetem Zement, Zuschlagstoffe und Beton, Zement, 15. Jahrg., Nr. 45, Berlin, 1926.
- [22] Schneider, U.: "Effect of Fire on Concrete", Draft: Paper I, RILEM Committee 44-PHT, Braunschweig, 1980.
- [23] Djamous, F.: "Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton". Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977.
- [24] Weiß, R.: "Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone". Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978.
- [25] Schmitt, A.: "Untersuchungen zur Struktur, Aktivität und Konservierung von Raney-Nickel-Katalysatoren", Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973.
- [26] Brunauer, S.; Emmett, P.; Teller, E.: Journal Am. Chem. Soc. 60, 309, 1938.
- [27] Thomson, W.: Phil. Mag. 42, 448, 1871.
- [28] Halsey, G.: J. Chem. Phys. 16, 931, 1948.

- [29] Boer, J. de: Colst. Research Soc., Proc. of the Symp., Vol. 10, 68, 1968.
- [30] Simonov, V.V.; Tolstykh, F.F.; Barshuter, V.S.; Tjao Pin-Khuan: Proc. of the Int. Symp. RILEM/I UPAC, Part II, Prag, 1973, D-75.
- [31] Chekhovsky, J.V. et al.: Proc. of the Int. Symp. RILEM/I UPAC, Part I, Prag, 1973.
- [32] Feldmann, R.F.: Cement and Concrete Research, Vol. 3, pp. 107 - 110, 1973.
- [33] Burgess, C.G.V.; Everett, D.H.: J. Colloid Interface Sci, 33, 611, 1970.
- [34] Gerthsen, Kneser, Vogel: Lehrbuch der Physik, Springer Verlag Berlin, 1974.
- [35] Schneider, U.; Diederichs, U.: Detection of Cracks by Mercury Penetration Measurements, in: Wittmann (Editor): Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
- [36] Askern, A.; Horn, W.: Capillary porosity in hardened cement paste. J. of Testing and Evaluation 1, No. 1, pp. 74 - 79, 1973.
- [37] Drake, L.C.: Pore-size distribution in porous materials - application of high pressure mercury porosimeter to cracking catalysts. Ind. and Eng. Chem. 41, No. 4, pp. 780 - 785, 1949.
- [38] Diamond, S.; Dolch, W.L.: Generalized log-normal distribution of pore sizes in hydrated cement paste. J. Colloid and Interface Science 38, No. 1, 1972.
- [39] Kroone, B.; Crook, D.N.: Studies of pore size distribution in mortars. Mag. Concr. Res. 13, No. 39, pp. 127 - 132, 1961; a 14, No. 40, pp. 43 - 46, 1962.
- [40] Brakel, J. v.: Powder Technol. 29, pp. 1 - 208, 1981.
- [41] Schneider, U.; Weiß, R.; Diederichs, U.: Ursachen und Auswirkungen der Entfestigung von Beton bei hoher Temperatur. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen Nr. 18/19, S. 50 - 57, Clausthal, 1979.
- [42] Smolczyk, H.-G.; Romberg, H.: Der Einfluß der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Nacherhärtung und Porenverteilung von Beton. Tonind.-Ztg. 100, Nr. 10, S. 349 - 357, Nr. 11, S. 381 - 390, 1976.
- [43] Romberg, H.: Einfluß der Zementart auf die Porengrößenverteilung im Zementstein. Tonind.-Ztg. 95, Nr. 4, S. 105 - 115, 1971.
- [44] Rostásy, F.S.; Weiß, R.; Wiedemann, G.: Changes of pore structure of cement mortars due to temperature. Cem. Concr. Res. 10, pp. 157 - 164, 1980.
- [45] Rehm, G.; Diehm, P.; Zimbelmann, R.: Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 283, Berlin, 1977.

- [46] Rostásy, F.S.; Schneider, U.; Wiedemann, G.: Behaviour of mortar and concrete at extremely low temperatures. *Cem. Concr. Res.* 9, pp. 365 - 376, 1979.
- [47] Schneider, U.; Rosenberger, W.; Diederichs, U.: Untersuchung der Rißkinetik im Beton durch Schallemissionsanalyse. *Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen*, Nr. 20/21, S. 44 - 51, Bad Harzburg, 1981.
- [48] Diederichs, U.; Schneider, U.; Terrien, M.: Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission, in: Wittmann(editor): *Fracture Mechanics of Concrete*, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
- [49] Kaiser, J.: Untersuchungen über das Auftreten von Geräuschen beim Zugversuch. Dissertation, Technische Hochschule München, 1950.
- [50] Dralle, R.; Keppeler, G.: Die Glasfabrikation, Bd. I, Verlag R. Oldenbourg, Berlin und München, 1926.
- [51] Collet, Y.; Tavernier, E.: Etude des propriétés du béton soumis à des températures élevées. Groupe de Travail, Comportement du Matériau Béton en fonction de la température, Brüssel, Nov. 1976.
- [52] Cammerer, J.S.: Wärme- und Kälteschutz in der Industrie. 4. Aufl., Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg, 1962.
- [53] Ödeen, K.: Fire resistance of prestressed concrete double T units. National Swedish Inst. for Mat. Testing, Stockholm, 1968.
- [54] Eibl, J.; Waubke, N.V.; Klingsch, W.; Schneider, U.; Rieche, G.: Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktordruckbehälterbau. *DAfStb*, Heft 237, 1974.
- [55] Pogorzelski, J.A.: Thermal Properties of some Building Materials. Report to RILEM Committee 44-PHT, Warschau, 1980.
- [56] Maréchal, J.-C.: Contribution à l'étude des Propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température. *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, 23. Jahrg., Okt. 1970/Nov. 1974.
- [57] Crispino, E.: Studies on the technology of concretes under thermal conditions. ACI-SP-34 "Concrete for Nuclear Reactors", Vol. 1, ACI, Detroit, 1972.
- [58] Landolt-Börnstein: Zahlenwerte und Funktionen aus Physik, Chemie, Astronomie, Geophysik und Technik. IV. Band, Technik, 4. Teil Wärmetechnik, Bandteil a und b, 1964.
- [59] Kießl, K.; Gertis, K.: Nichtisothermer Feuchtetransport in dickwandigen Betonteilen von Reaktorbehältern. *DAfStb*, Heft 280, 1977.
- [60] Hundt, J.: Wärme und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles. *DAfStb*, Heft 256, 1975.

- [61] Schneider, U.; Kordina, K.: Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit des 'Konstruktionsbetons 2.3' des Kernkraftwerkes SNR-Kalkar. Gutachtliche Stellungnahme, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1976.
- [62] Wittmann, F.: Über den Zusammenhang von Kriechverformung und Spannungsrelaxation des Betons. Beton- und Stahlbetonbau 66, Heft 3, S. 63 - 65, 1971.
- [63] Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift, Technische Universität Braunschweig, 1979.
- [64] Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.: Brandverhalten von Bauteilen. Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148, Teil II, Braunschweig, 1980.
- [65] Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 260, Verlag Wilh. Ernst & Sohn KG, Berlin - München - Düsseldorf, 1976.
- [66] Heilmann, H.G.; Hilsdorf, H.; Finsterwalder, K.: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 203, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1969.
- [67] Vasilev, A.P.; Bulgakov, V.S.; Rusanova, L.P.: Mechanische Kennwerte natürlich erhärtender hochfester Betone der Klassen 600 bis 800. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, Vol. 17, Heft 6, pp. 1533 - 1534, 1968.
- [68] Pisanko, G.N.: Untersuchung des Zerstörungsprozesses von hochfestem Beton unter Belastung. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, Vol. 17, Heft 6, pp. 1535 - 1537,
- [69] Kadlecěk, V.; Spetla, Z.: Neue Prüfmethode und Beziehungen zwischen der Zugfestigkeit und anderen Festigkeiten des Betons. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, Vol. 17, Heft 6, pp. 1550 - 1552.
- [70] Spetla, Z.; Kadlecěk, V.: Einfluß der Schlankheit, Größe und Gestalt der Probekörper auf die Zugfestigkeit des Betons. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, Vol. 17, Heft 6, pp. 1552 - 1954.
- [71] Kordina, K.; Lewandowski, R.: Einfluß des Zuschlaggesteins und der Kornzusammensetzung auf die Verformbarkeit von Straßenbeton unter Biegebeanspruchung, Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 67, Kirschbaum-Verlag, Bad Godesberg, 1967.
- [72] Chen, W.F.; Bazant, Z.P.; Buyukozturk, O.; Chang, T.Y.; Darwin, D.; Liu, T.C.Y.; Willam, K.J.: Constructive Relations and Failure Theories (Chapter 2), State-of-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structure, Special ASCE Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures of the Structural Division Committee on Masonary Structures, June 1981.

- [73] Harada, T.; Takeda, J.; Yamane, S.; Furumura, F.: Strength, Elasticity and Thermal Properties of Concrete Subjected to Elevated Temperature, American Concrete Institute, Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, West Berlin, October 1970.
- [74] Harada, T.: Fire Resistant Properties of Concrete with Varying Rock Characters of Aggregate (private Kommunikation).
- [75] Diederichs, U.: Untersuchungen zum Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982.
- [76] Kasami, H.; Okuna, T.; Yamane, S.: Properties of Concrete Exposed to Sustained Elevated Temperature, Transactions of the 3rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, London, 1 - 5 September 1975, Vol. H, Paper H1/5, London, 1975.
- [77] Saemann, J.C.; Washa, G.W.: Variation of Mortar and Concrete Properties with Temperature, Journal of the American Concrete Institute, Title No. 54-20, pp. 385 - 395, Detroit, Nov. 1957.
- [78] Thelandersson, S.: Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete. Lund Inst. of Technology, Division of Structural Mechanics and Concrete Constructions, Lund (Schweden), Neostyled, pp. 27, Od. 1971 (s.a.: Nordisk Betong, No. 2, pp. 1 - 28, 1972).
- [79] Crispino, E.: Studies of Technology of Concretes under Thermal Conditions, American Concrete Seminar "Concrete for Nuclear Reactors", Berlin, 5 - 9 Oktober, 1970.
- [80] Schneider, U.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zementstein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie, TIZ-Fachberichte, pp. 102 - 109, Vol. 107 (1983), Coburg, Februar 1983.
- [81] Sullivan, P.J.; Poucher, M.P.: The Influence of Temperature on the Physical Properties of Concrete and Mortar in the Range 20 °C to 400 °C. Symposium on Effects of Temperature on Concrete, SP-25, pp. 103 - 135, American Concrete Institute, Detroit, 1971.
- [82] Zoldners, N.G.: Effect of High Temperatures on Concretes Incorporating Different Aggregates, ASTM Proceedings, Vol. 60, 1960.
- [83] Hilsdorf, H.: Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons. Heft 173 des DAFStb, Berlin, 1965.
- [84] Weigler, H.; Becker, G.: Untersuchungen über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei zweiachsiger Beanspruchung. Heft 157 des DAFStb, Berlin, 1963.
- [85] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung; Kupfer, H.; Zelger, C.: Bau und Erprobung einer Versuchseinrichtung für zweiachsige Belastung. Heft 229 des DAFStb, Berlin 1973.
- [86] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch, Betonverlag, Düsseldorf, 1981.

7. Dokumentation der Veröffentlichungen

Im Zeitraum von 1980 bis 1983 sind folgende Veröffentlichungen von Mitarbeitern des Teilprojekts B 3 erschienen:

1. Diederichs, U.,
Schneider, U.,
Weiß, R.: Ursachen und Auswirkungen der Entfestigung von Beton bei hoher Temperatur. Bauphysik 3/1980, Verlag W. Ernst & Sohn, S. 104 - 109.
2. Schneider, U.,
Diederichs, U.: Verbundverhalten und Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 46. Jahrg., Heft 6, S. 351 - 359, Bauverlag GmbH Wiesbaden, Juni 1980.
3. Kordina, K.,
Schneider, U.: Grundlagen des baulichen Brandschutzes im Industriebau, Beiträge zur Bautechnik (Halász-Festschrift), Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, S. 45 - 60, 1980.
4. Schneider, U.: Creep Effects under Transient Temperature Conditions. Int. Symp. on Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Préprints, p. 249 - 258, Sept. 1980.
5. Schneider, U.,
Bub, H.,
Kersken-Bradley, M.: Structural Fire Protection Levels for Industrial Buildings. American Concrete Institute (ACI) Fall Convention, San Juan, Sept. 1980.
6. Schneider, U.,
Kersken-Bradley, M.: Bemessungskonzepte für den baulichen Brandschutz. VFDB-Zeitschrift, Forschung und Technik im Brandschutz, 30. Jahrgang, Heft 1, S. 10 ff, 1981.
7. Schneider, U.,
Haksever, Ataman: Probleme der Wärmebilanzberechnung von natürlichen Bränden in Gebäuden. Bauphysik, Verlag W. Ernst & Sohn, 3. Jahrg., Heft 1, S. 22 ff, 1981.
8. Schneider, U.,
Haksever, Aysen: Wärmebilanzberechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 46, 1981.
9. Schneider, U.,
Diederichs, U.: Physikalische Eigenschaften von Beton von 20 °C bis zum Schmelzen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 47. Jahrg., Bauverlag GmbH Wiesbaden, Teil I, Heft 3, S. 141 - 149, Teil II, Heft 4, S. 223 - 230, 1981.
10. Schneider, U.,
Diederichs, U.,
Rosenberger, W.: Basalt-Beton-Eigenschaften und Verwendung. Basalt-Union GmbH Bonn, April 1981.

11. Diederichs, U.,
Schneider, U.: Bond strength at high temperatures. Magazine of Concrete Research, Vol. 33, No. 115, pp. 75 - 85, 1981.
12. Altes, J.,
Schneider, U.,
Schiemelpfennig, K.: Behaviour of a Prestressed Reactor Pressure Vessel for HTR under extremely high Temperature Loading. Trans. of 6th Int. Conf. on Struct. Mech. in Reactor Technology. Vol. H, Paper H 2/5, North Holland Publ. Comp., Paris, Aug. 1981.
13. Schneider, U.,
Diederichs, U.: Physical Properties of Steel and Concrete up to Melting and Ablation. Trans. of 6th Int. Conf. on Structural Mech. in Reactor Technology. Vol. H, Paper H 1/1, North Holland Publ. Comp., Paris, Aug. 1981.
14. Kordina, K.,
Schneider, U.,
König, G.,
Hosser, D.: "Bestandsaufnahme brandschutztechnischer Gegebenheiten, Maßnahmen und Bestimmungen in Kernkraftwerken." Abschlußbericht BMI SR 144 der Arbeitsgemeinschaft Brandschutz in KKW, Bundesinnenministerium, Bonn, September 1981.
15. Schneider, U.,
Rosenberger, W.,
Diederichs, U.: Untersuchung der Rißkinetik in Beton durch Schallemissionsanalyse. Mitteilungsblatt f.d. aml. Materialprüfung in Niedersachsen, Heft 20/21, S. 44 - 51, Bad Harzburg, 1980/81.
16. Schneider, U.,
Haksever, A.: Bestimmung baulicher Brandschutzmaßnahmen in Laborgebäuden." GiT Fachzeitschrift für das Laboratorium, 25. Jahrg., Heft 10, S. 825 - 830, 1981.
17. Schneider, U.,
Diederichs, U.,
Ehm, C.: Effect of temperature on steel and concrete for PCVR's. Nuclear Engineering and Design 67, pp. 245 - 258, 1981.
18. Diederichs, U.: Untersuchungen zum Verbundverhalten bei hohen Temperaturen, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, eingereicht 1981.
19. Schneider, U.: Behaviour of Concrete under High Temperatures, RILEM Committee 44-PHT, Draft Report, 1982.
20. Diederichs, U.,
Hinrichsmeyer, K.,
Rosenberger, W.,
Schneider, U.: Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zementstein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie und N₂-Sorption. Workshop über die Charakterisierung von Festkörpern durch Physisorption, Chemisorption und Quecksilberpenetration im Max-Planck-Institut für Chemie und im Institut für Anorganische Chemie und Analytische Chemie, Universität Mainz, Mainz, 11. - 13. Mai 1982.
21. Diederichs, U.,
Schneider, U.: Changes in Bond Behaviour due to Elevated Temperatures. Proceedings of the International Conference on Bond in Concrete, 14 - 16. June 1982, Paisley, Scotland, Great Britain.

22. Hosser, D.,
Schneider, U.: Sicherheitsanforderungen für brandschutztechnische Nachweise von Stahlbetonbauteilen nach der Wärmebilanztheorie (Teil 1 und 2). VFDB-Zeitschrift, 31. Jahrg., Heft 1/2, Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart, 1982.
23. Hosser, D.,
Schneider, U.: Bestandsaufnahme des Brandschutzes in Kernkraftwerken. VGB Kraftwerkstechnik 62, Heft 6, Juni 1982.
24. Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Querschnittsbericht, DAFStb-Heft 342, 1982.
25. Schneider, U.,
Diederichs, U.,
Rosenberger, W.: Eigenschaften und Verwendung von Normalbeton mit Basalt-Zuschlag. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Hefte 11/82, 12/82, 1/83 und 2/83.
26. Diederichs, U.,
Schneider, U.,
Terrien, M.: Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission, in: Wittmann (Editor): Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
27. Schneider, U.,
Diederichs, U.: Detection of Cracks by Mercury Penetration Measurements, in: Wittmann (Editor): Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
28. Schneider, U.: Creep Effects under Transient Temperature Conditions. Int. Symposium on Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete; Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Reprints, p. 249 - 258, Sept. 1980.
29. Schneider, U.,
Diederichs, U.,
Hinrichsmeyer, K.: Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zementstein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie, TIZ-Fachberichte, Vol. 107, No. 2, pp. 102 - 109, 1983.
30. Schneider, U.,
Diederichs, U.,
Ehm, C.: Hydrothermal Effects on the Microstructure and Corrosion Properties of Concrete, Proceedings of the 7th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Chicago (USA) - 22. - 26. Aug. 1983, Vol. H, Paper No. 3/2, North Holland Publ. Comp., Amsterdam, 1983.
31. Schneider, U.,
Ehm, C.,
Diederichs, U.: Behaviour of Concrete under Attack of Liquid Steel, Proceedings of the 7th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Chicago (USA), 22. - 26. Aug. 1983, Vol. H, Paper No. 3/4, North Holland Publ. Comp., Amsterdam, 1983.
32. Diederichs, U.,
Hinrichsmeyer, K.,
Schneider, U.: Analysis of Thermal Hydrothermal and Mechanical Stresses of Concrete by Mercury-Porosimetry and Nitrogen-Sorption, Preprints RILEM/CNR Intern. Symposium "Principles and Applications of Pore Structural Characterization", Milano, Italy, 27 - 29. April, 1983.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 4 - Festigkeits- und Verformungsverhalten
von Bau-, Beton- und Spannstählen bei
hohen Temperaturen

beteiligte Wissenschaftler

o.Prof. Dr.-Ing. J. Ruge

Dipl.-Ing. R. Linnemann

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981 - 1983

Bezug: Förderungsantrag 1980, S. 133-154

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Stand der Erkenntnisse und Ausgangsfrage- stellung	B 4 - 2
2. Untersuchungsmethoden	B 4 - 4
2.1 Allgemeines	B 4 - 4
2.2 Stationärer Warmzugversuch	B 4 - 5
2.3 Instationärer Warmkriechversuch	B 4 - 6
2.4 Relaxationsversuch	B 4 - 6
2.5 Druckkriechversuch	B 4 - 7
2.6 Biege/Zug- und Biege/Druckversuch	B 4 - 8
3. Versuchseinrichtung für Biege/Zug- und Biege/Druckversuche	B 4 - 8
3.1 Konzeption und Aufbau der Versuchs- einrichtung	B 4 - 8
3.2 Konduktive Probenerwärmung	B 4 - 9
3.3 Dehnungs- und Durchbiegungsmessung	B 4 - 10
4. Versuchsergebnisse	B 4 - 10
4.1 Ermittlung von Spannungs-Dehnungskurven für Spannstahl und Spannstahlmitte	B 4 - 10
4.2 Untersuchung des Einflusses eines Spannungsanstieges infolge von Span- nungsumlagerungen	B 4 - 11
4.3 Untersuchung des Einflusses einer Ab- brennstumpfschweißverbindung bei einem schweißbaren Betonstahl	B 4 - 13
4.4 Untersuchung der Temperaturabhängigkeit der 0,2%- und 2%-Dehngrenze im insta- tionären Warmkriechversuch	B 4 - 14
4.5 Untersuchung der Restfestigkeit von me- chanisch und thermisch beanspruchten Beton- und Spannstählen	B 4 - 17
4.6 Instationäre Warmkriechversuche mit kom- binierter Zug/Biegebeanspruchung an Normprofilen	B 4 - 19
5. Ausblick	B 4 - 20
6. Literaturverzeichnis	B 4 - 21

1. Stand der Erkenntnisse und Ausgangsfragestellung

Wie die in den vergangenen Förderungszeiträumen durchgeführten Versuche gezeigt haben, wird das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Baustoffes Stahl durch folgende wichtige Einflußfaktoren bestimmt:

- chemische Zusammensetzung (Legierungselemente zur Festigkeitssteigerung)
- thermische Vorbehandlung (z.B. Vergüten)
- mechanische Vorbehandlung (z.B. Kaltverfestigung)
- Verbund im Bauteil
- Temperaturgeschichte (Aufheizgeschwindigkeit)
- Lastgeschichte (vor und während der Brandeinwirkung)

Die mikrostrukturellen Vorgänge im Werkstoffgefüge wie Verfestigung, Relaxation, Erholung, Rekristallisation und Kriechen als Reaktion des Werkstoffes auf die Beanspruchung durch Temperatur und Belastung wurden bereits grundsätzlich untersucht und im Arbeitsbericht 1975-1977 beschrieben /1/.

Die Entwicklung geeigneter Versuchsmethoden für die Untersuchung der das Verhalten des Baustoffs Stahl bei vorwiegend zügiger Beanspruchung beeinflussenden Faktoren erfolgte in den Jahren 1978-1980. Hierbei wurde gezeigt, daß nicht jeder Versuch in gleicher Weise geeignet ist, auch auf reale Bauteile übertragbare Materialkennwerte zu liefern. So ließen sich z.B. mit dem Warmzugversuch die bei erhöhter Temperatur in großem Maße zeitabhängigen Vorgänge der Rekristallisation und des Kriechens nicht erfassen. Der Warmkriechversuch mit instationärer Erwärmung zeigte sich am ehesten geeignet, die Beanspruchung des Stahls im Bauteil durch Temperatur und Belastung nachzuvollziehen und damit auch die zeitgesteuerten Vorgänge zu berücksichtigen. Die Brauchbarkeit des Warmkriechversuches konnte nach Einführung einer kritischen Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$

durch Vergleich mit Versuchen an brandbeanspruchten Stählen nachgewiesen werden. Das Kriterium der kritischen Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{s}^{-1}$ hat sich bei allen Stahlsorten als sinnvoll anwendbar erwiesen, um einen kritischen Punkt zur Festlegung der Feuerwiderstandsdauer zu definieren, da bis zu dieser Dehngeschwindigkeit die für die jeweils zu beurteilende Stahlsorte noch zugelassene kritische Verformung nahezu erreicht wird /4/.

Im Förderungszeitraum 1980-1983 wurden die Warmkriechversuche mit instationärer Erwärmung zur Ermittlung von Arbeitskennlinien in Form von Spannungs-Dehnungslinien für die gängigsten im Bauwesen eingesetzten Stähle fortgesetzt, wobei auch weitere Teilaspekte der das Verhalten des Stahlwerkstoffes bestimmenden Einflußfaktoren untersucht wurden, um somit das Festigkeits- und Verformungsverhalten der verschiedenen Bau-, Beton- und Spannstähle bei vorwiegend zügiger Beanspruchung möglichst umfassend beschreiben zu können. Es wurden weitere Spannstähle und Spannstahlritze im Warmkriechversuch geprüft und bei Betonstahl der Einfluß einer Abbrennstumpfschweißung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten untersucht. Als weiterer Teilaspekt wurde durch eine Veränderung der Belastung während des Warmkriechversuchs der Einfluß von Spannungsumlagerungen untersucht, wie sie im Brandfall auch in Bauteilen auftreten können.

Die für eine Sanierung brandgeschädigter Bauteile wichtige Restfestigkeit der im Bauwesen verwendeten Stähle ist bisher nur für Baustahl St 37-2 und Betonstahl BSt 420/500 RK untersucht worden /5/. Die begonnenen Restfestigkeitsuntersuchungen wurden im Förderungszeitraum 1981-1983 fortgeführt, so daß nunmehr die wichtigsten, das Restfestigkeitsverhalten beeinflussenden Faktoren abgeschätzt werden können.

Die Kennwerte zur Beschreibung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Stählen wurden bisher an

Zugproben ermittelt. In Bauteilen wird der Stahl jedoch vielfach einer Biege- und Druckbeanspruchung unterworfen, wobei Zug- und Druckspannungen im Querschnitt gleichzeitig auftreten. Die Übertragbarkeit der im einachsigen Zugversuch ermittelten Kennwerte auf druck- und biegebeanspruchte Stahlwerkstoffe bei Brandbeanspruchung war bisher nicht nachgewiesen. Um eine kombinierte Beanspruchung des Stahls im Versuch nachzuvollziehen, wurde im Förderungszeitraum eine Versuchseinrichtung konzipiert, gebaut und erprobt, die es erlaubt, eine Probe auf Zug-Biegung und Druck-Biegung bei verschiedenen Aufheizgeschwindigkeiten zu beanspruchen, wobei die Probe durch die gewählte konduktive Erhitzung für den Anbau von Dehnungsaufnehmern vollständig zugänglich bleibt. Darüber hinaus wurden Vorversuche für reine Druckkriechversuche in einer aus der Grundausstattung zur Verfügung stehenden mikroprozessorgesteuerten Universalprüfmaschine mit Strahlungsöfen vorgenommen. Mit diesen Versuchseinrichtungen können auch die bisher im Warmkriechversuch nicht erfaßten Einflußfaktoren untersucht werden, so daß sowohl der Einfluß einer Druckbeanspruchung, als auch - durch die Prüfung bauteilähnlicher Proben - die bei Profilen herstellungsbedingten Parameter wie Walzeigenspannungen und Seigerungen erfaßt werden können. Damit wird die Zielsetzung des Teilprojekts B4, das Verhalten der im Bauwesen verwendeten Stahlwerkstoffe im Brandfall möglichst genau zu erfassen und umfassend zu beschreiben, abschließend erreicht.

2. Untersuchungsmethoden

2.1 Allgemeines

Für die Bestimmung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Stählen bei höheren Temperaturen stehen verschiedene Versuchstechniken zur Verfügung. Grundsätzlich muß dabei zwischen stationären und instationären Versuchen unterschieden werden. Bei stationären Versuchen

wird die Temperatur während des Versuches konstant gehalten, während bei instationären die Proben mit einer vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeit erwärmt werden. Als stationäre Versuche sind bekannt:

- Kriechversuch ($\dot{\sigma} = \text{konst}$, ϵ wird gemessen)
- Relaxationsversuch ($\dot{\epsilon} = \text{konst}$, σ wird gemessen)
- Zugversuch, spannungsgesteuert ($\dot{\sigma} = \text{konst}$, σ als $f(\epsilon)$ wird gemessen)
- Zugversuch, dehnungsgesteuert, ($\dot{\epsilon} = \text{konst}$, σ als $f(\epsilon)$ wird gemessen).

Sämtliche stationären Versuche können prinzipiell auch mit instationärer Erwärmung durchgeführt werden. Gebräuchlich ist jedoch nur der instationäre Warmkriechversuch, bei dem σ konstant gehalten und ϵ in Abhängigkeit von der Temperatur gemessen wird, sowie der instationäre Relaxationsversuch, bei dem bei konstantgehaltener Dehnung die sich einstellende Spannung als Funktion der Temperatur ermittelt wird.

Die verschiedenen Versuchstechniken sind mit unterschiedlichem versuchstechnischen Aufwand verbunden und entsprechen nicht in gleicher Weise der Beanspruchung des Stahlwerkstoffes im Brandfall. Daher ist eine geeignete Versuchstechnik nach den jeweiligen Anforderungen auszuwählen.

2.2 Stationärer Warmzugversuch

Der stationäre Warmzugversuch ist in einfacher Weise durchzuführen. Die bei erhöhter Temperatur in großem Maße zeitabhängigen Vorgänge der Rekristallisation und des Kriechens werden jedoch nicht erfaßt, so daß der Warmzugversuch beim Teilprojekt B4 nur noch zur Ermittlung der Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls und zum Vergleich mit aus instationären Warmkriechversuchen konstruierten Spannungsdehnungsdiagrammen herangezogen wird.

2.3 Instationärer Warmkriechversuch

Durch den Warmkriechversuch mit instationärer Erwärmung lassen sich die zeitgesteuerten Vorgänge in einem realen Bauteil bei einer Brandbeanspruchung am ehesten erfassen, so daß dieser Versuch zur Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens des Baustoffes Stahl sehr gut geeignet ist.

Die Versuchstechnik zur Durchführung von instationären Warmkriechversuchen ist ausführlich im Arbeitsbericht 1978-1980 dargestellt. In der Förderungsperiode 1980-1983 wurde der Versuchsaufbau durch den Anschluß eines Gerätes zur Temperaturgangkompensation ergänzt, das die Versuchsauswertung erleichtert. Dazu wird in Eichversuchen eine Korrekturkurve für die verschiedenen Werkstoffe und Aufheizgeschwindigkeiten ermittelt und als Korrekturprogramm eingegeben, so daß auf einem X-Y-Schreiber direkt der Verlauf der plastischen Dehnung über der Temperatur aufgetragen werden kann. Der gesamte Versuchsaufbau zur Durchführung von Warmkriechversuchen ist in Bild 1 schematisch dargestellt.

Die Auswertung von Warmkriechversuchen zur Ermittlung von Spannungs-Dehnungskennlinien ist in Bild 2 wiedergegeben. Für eine bestimmte Aufheizgeschwindigkeit wird aus den bei verschiedenen Belastungen aufgezeichneten plastischen Dehnungen bei einer konstanten Temperatur die erreichte plastische Dehnung abgelesen und im Spannungs-Dehnungsdiagramm zusätzlich zu der elastischen Dehnung aufgetragen. Die einzelnen Punkte können für die unterschiedlichen Spannungen dann zu einer Kurve verbunden werden, die den Spannungs-Dehnungsverlauf für eine bestimmte Temperatur wiedergibt. Die elastische Dehnung ergibt sich aus dem Elastizitätsmodul, wobei auch dessen Temperaturabhängigkeit berücksichtigt werden muß.

2.4 Relaxationsversuch

Der Relaxationsversuch ist vor allem für die Beurteilung kaltverfestigter Beton- und Spannstähle von Bedeutung.

Beim Relaxationsversuch wird die Probe einer Spannung ausgesetzt, die einen festgelegten Dehnungsbetrag erzeugt, der im Versuch konstant gehalten wird. Bei ebenfalls konstant gehaltener oder ansteigender Temperatur entspannt sich der Stahl, so daß die Last (Spannung) absinkt. Bei einem instationären Versuch, d.h. bei ansteigender Temperatur, muß der Lastabfall durch die sich verändernde Temperaturdehnung zusätzlich berücksichtigt und kompensiert werden. Relaxationsversuche konnten bisher nicht im geplanten Umfang durchgeführt werden, da für länger dauernde Relaxationsversuche der Relaxations- und Kriechprüfstand wegen noch durchzuführender Warmkriechversuche bisher nicht zur Verfügung stand.

2.5 Druckkriechversuch

Kennwerte zur Beschreibung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Stählen wurden bisher nur an Zugproben ermittelt. In vielen Fällen wird der Stahl jedoch auch einer Druckbeanspruchung unterworfen. Die Übertragbarkeit der im einachsigen Warmzugversuch oder Warmkriechversuch ermittelten Spannungs-Dehnungskennlinien auf druckbeanspruchte Bauteile wurde für eine Brandbeanspruchung noch nicht nachgewiesen. In Vorversuchen wurde die Möglichkeit der Untersuchung von Proben im Druckkriechversuch mit instationärer Erwärmung überprüft. Für die Durchführung von Druckkriechversuchen werden normähnliche Proben, wie sie in Bild 3 dargestellt sind, in einer aus der Grundausstattung zur Verfügung stehenden mikroprozessorgesteuerten Prüfmaschine einer konstanten Druckbeanspruchung unterworfen. Durch die Wahl der Probenform wird ein elastisches Ausknicken der Probe verhindert. Ihre Erwärmung erfolgt in einem geregelten Dreizonen-Strahlungsofen. Die Dehnung wird außerhalb des Ofens an der Probe gemessen, so daß die wirkliche plastische Dehnung durch Eichversuche und die Bestimmung des Temperaturprofils berechnet werden kann.

2.6 Biege-Zug- und Biege-Druckversuche

In realen Bauteilen wird der Baustoff Stahl nicht nur einer reinen Zugbeanspruchung unterworfen. Vielfach erfährt das Bauelement vielmehr eine kombinierte Belastung aus Zug, Druck und Biegung. Um diese Belastungskonfiguration einer Beurteilung zugänglich zu machen, wurde eine Versuchseinrichtung zur Untersuchung von bauteilähnlichen Proben geschaffen, durch deren Verwendung sich insbesondere der Einfluß bisher nicht untersuchter Faktoren wie Probengröße und Eigenspannungen und möglicher Seigerungen durch den Walzvorgang bei Normprofilen untersuchen läßt. Die Konzeption und der Aufbau dieser Versuchseinrichtung wird im folgenden näher beschrieben.

3. Versuchseinrichtung für Biege/Zug- und Biege/Druckversuche

3.1 Konzeption und Aufbau der Versuchseinrichtung

Für die Durchführung von Biege/Zug- und Biege/Druckversuchen an bauteilähnlichen Normprofilproben wurde eine Versuchseinrichtung konzipiert, die eine gleichzeitige Belastung einer Probe mit Zug- bzw. Druck- und Biegekräften erlaubt und die freie Zugänglichkeit der Probe zur Temperatur-, Dehnungs- und Durchbiegungsmessung gewährleistet.

Von mehreren Möglichkeiten zur gleichzeitigen Biege/Zug- oder Biege/Druckbelastung wurde die in der Prinzipskizze von Bild 4 dargestellte Variante verwirklicht. Die Aufbringung der erforderlichen Zug- und Druckkräfte erfolgt durch den Einbau der Versuchseinrichtung in einen 2 MN-Prüfmaschinenrahmen, was aus der Zusammenstellungszeichnung in Bild 5 ersichtlich ist. Der Gesamtaufbau der Versuchseinrichtung mit den zugehörigen Regel- und Meßeinrichtungen ist in Bild 6 dargestellt. Im wesentlichen besteht die Versuchseinrichtung aus einem Prüfmaschinenrahmen mit Hydraulikzylinder zur

Aufbringung von Zug- und Druckkräften und einem kleineren Hydraulikzylinder an zwei Hebelarmen zur Aufbringung der Biegebelastung. Beide Hydraulikzylinder werden unabhängig voneinander über Servoventile tätig, so daß sich beliebige Sollwerte vorgeben lassen und so unterschiedliche Belastungskombinationen erzeugt werden können.

3.2 Konduktive Probenerwärmung

Im Gegensatz zur üblichen Erwärmung von Kleinproben und Bauteilproben in einem Ofen bzw. einem Brennraum erfolgt das Aufheizen der Proben durch konduktive Erwärmung mit Hilfe eines Transformators, der primärseitig über einen Thyristorsteller und einen Temperaturregler angesteuert wird. Sekundärseitig ist der Transformator über wassergehüllte Kupferbacken mit der Probe verbunden, so daß diese Probe zwischen den Kupferbacken erwärmt wird.

Für Temperaturen bis zu 700 °C sind erhebliche elektrische Anschlußleistungen nötig. So wurden für die Erwärmung einer Normprofilprobe IPB1 100 folgende Anschlußwerte ermittelt:

	primärseitig	sekundärseitig
Spannung	380 V	7 V
Strom	180 A	10 kA

Damit wird zur Probenerwärmung eine Heizleistung von ungefähr 60 kVA an der Probe verbraucht. Wie die bisher durchgeführten Versuche gezeigt haben, ergibt sich eine hervorragende Reproduzierbarkeit und Konstanz der vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeiten. In Bild 7 sind an einer Probe IPB1 100 gemessene Temperaturverläufe für verschiedene Aufheizgeschwindigkeiten dargestellt. Hierbei zeigt sich nur zu Anfang ein kurzer Einschwingvorgang, ansonsten folgt der Temperaturanstieg

exakt dem vorgegebenen Temperatursollwertverlauf. Nach anfänglichen Schwierigkeiten bei der Einstellung eines konstanten Temperaturprofils über der Probenlängsachse konnte durch eine Umkonstruktion der Stromzuführung über die wassergekühlten Kupferbacken ein konstantes Profil über eine Länge von 400 mm der insgesamt 1500 mm langen Probe mit einem Temperaturfehler von $\pm 2^\circ\text{C}$ erreicht werden.

3.3 Dehnungs- und Durchbiegungsmessung

Da durch die konduktive Erwärmung die freie Zugänglichkeit der Proben gewährleistet ist, kann im Versuch die Dehnung in der Zug- und Druckzone durch den Anbau eines geeigneten Dehnungsaufnehmers kontinuierlich gemessen werden. Wegen der hohen Konvektions- und Strahlungswärme der erhitzten Probe läßt sich nur ein gekühlter Dehnungsaufnehmer ansetzen. Ausgehend von für Raumtemperatur geeigneten Dehnungsaufnehmer (Hottinger DD1) wurde ein wassergekühlter, direkt an ein Normprofil anklemmbarer Dehnungsaufnehmer mit einer Meßlänge von wahlweise 50 oder 100 mm entwickelt und gebaut. Der Aufbau dieses Warmdehnungsaufnehmers ist aus den Bildern 8 und 10 ersichtlich. In Bild 11 ist ein an einer Probenseite angeklebter Warmdehnungsaufnehmer im Versuch zu erkennen. Zusätzlich zur kontinuierlichen Dehnungsmessung ist auch eine Durchbiegungsmessung vorgesehen, die bisher jedoch nur manuell erfolgen kann, da die Fertigung einer Vorrichtung zur kontinuierlichen Durchbiegungsmessung noch nicht abgeschlossen ist.

4. Versuchsergebnisse

4.1 Ermittlung von Spannungs-Dehnungskurven für Spannstahl und Spannstahllitze

Wie bereits zahlreiche Versuche an Beton- und Spannstählen gezeigt haben, wird das Festigkeits- und Verformungsverhalten durch die Herstellungsbedingungen mitbestimmt. Je nachdem, ob die erforderliche Streckgrenze durch eine geeignete Wärmebehandlung (Vergüten) oder durch

eine Kaltverfestigung (Kaltziehen) erreicht wird, ergibt sich ein unterschiedliches Werkstoffverhalten.

In Bild 12 und 13 sind zwei durch Bezug auf die jeweilige Streckgrenze dimensionslos gemachte Spannungs-Dehnungsdiagramme eines kaltgezogenen und eines vergüteten Spannstahls dargestellt, die bisher in dieser Abmessenung noch nicht untersucht waren. Der Vergleich der beiden Bilder zeigt, daß das Verformungsverhalten bis 200 °C ungefähr gleich ist, während darüber hinaus beim kaltgezogenen Spannstahl die Kaltverfestigung durch die Temperatureinwirkung wieder rückgängig gemacht wird, so daß die plastische Verformung eher einsetzt als bei vergüteten Spannstählen.

Die Temperatur-Dehnungsverläufe von Spannstahl St 1570/1770 sind in Bild 14 für eine Aufheizgeschwindigkeit von 1 °C/min und 3,7 °C/min dargestellt. Die Kurvenverläufe zeigen, daß sich mit abnehmender Aufheizgeschwindigkeit bei einer bestimmten Temperatur jeweils eine höhere plastische Dehnung ergibt. Die unterschiedliche Aufheizgeschwindigkeit wirkt sich besonders bei niedrigem Belastungsgrad aus, da dann im Warmkriechversuch höhere Temperaturen erreicht werden.

Das aus Warmkriechversuchen ermittelte, zugehörige Spannungs-Dehnungsdiagramm ist in Bild 15 dargestellt. Im Vergleich zu den Spannungs-Dehnungskennlinien in den Bildern 12 und 13 liegen die Kurven für Spannstahl St 1375/1570 und auch über den Kurven für vergüteten Spannstahl St 1420/1570. Damit ergibt sich für die untersuchte Spannstahl St 1420/1570 ein günstiges Festigkeitsverhalten gegenüber den geprüften kaltgezogenen und vergüteten Spannstählen.

4.2 Untersuchung des Einflusses eines Spannungsanstiegs infolge von Spannungsumlagerungen

Rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten brandbeanspruchter Spannbetonbalken zeigten, daß infolge von Spannungsumlagerungen in einzelnen Spannstäben die Spann-

Kräfte zunächst ansteigen können, so daß die Belastung nicht mehr konstant ist /6/. Zur Abschätzung des Einflusses einer solchen anfänglichen Spannungserhöhung wurden an vergütetem Spannstahl St 1420/ 1570 im Warmkriechversuch folgende Versuchsreihen geprüft:

1. Konstante Belastung bei unterschiedlichen Belastungsgraden
2. 50 % linearer Spannungsanstieg in 20 min bei unterschiedlichen Belastungsgraden
3. 50 % linearer Spannungsanstieg in 70 min bei unterschiedlichen Belastungsgraden.

Für die drei genannten Versuchsreihen wurde eine Aufheizgeschwindigkeit von 4 °C/min vorgegeben. In Bild 16 ist für die einzelnen Versuchsreihen die zeitliche Zuordnung von Spannungsanstieg und Probestemperatur dargestellt.

Die in den einzelnen Versuchen gemessenen Temperatur-, Dehnungs- und Kraftverläufe in Abhängigkeit von der Zeit sind für eine Probe als Beispiel in Bild 17 dargestellt.

In den Bildern 18 bis 20 sind die plastischen Dehnungsanteile, bezogen auf die jeweilige Temperatur, aufgetragen. Die einzelnen Temperatur-Dehnungskurven sind mit Zahlen gekennzeichnet, denen jeweils ein bestimmter Belastungsverlauf zugeordnet ist, der den zusätzlich in den Bildern eingezeichneten Diagrammen entnommen werden kann.

Der Vergleich der einzelnen Kurvenverläufe untereinander zeigt, daß bei entsprechender Belastung nach dem linearen Spannungsanstieg plastische Dehnbeträge über 1 % für alle 3 Versuchsreihen bei jeweils gleicher Temperatur erreicht wurden. Daraus läßt sich folgern, daß bei höheren Temperaturen oder plastischen Dehnbeträgen ein linearer Spannungsanstieg sich kaum auswirkt. Entscheidend ist vielmehr nur die nach dem Spannungsanstieg vorliegende Endbelastung.

Bei niedrigen Temperaturen und plastischen Dehnungen bis zu 1 % macht sich dagegen ein sehr langsamer Spannungsanstieg durch eine Verzögerung der plastischen Dehnung bemerkbar, wie aus Bild 20 ersichtlich ist. Das zugehörige, aus den einzelnen Warmkriechversuchen ohne Berücksichtigung des Spannungsanstiegs entwickelte Spannungs-Dehnungskennliniendiagramm ist in Bild 21 dargestellt. Es zeigt sich, daß sich bei Belastungsgraden über $0,6 \cdot R_{p0,2}$ schon bei Temperaturen von 400°C erhebliche plastische Dehnungen ergeben.

4.3 Untersuchung des Verhaltens einer Abbrennstumpfschweißverbindung in einem schweißbaren Betonstahl

Der Einfluß einer Abbrennstumpfschweißverbindung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten eines schweißbaren Betonstahls war im Warmkriechversuch bisher nicht untersucht worden. Für eine vergleichende Untersuchung von geschweißten und nicht geschweißten Proben daher aus einem schweißgeeigneten Betonstahl B St 420/500 RUS mit folgenden Maschineneinstelldaten

Stauchkraft	$F_{St} = 3 \text{ kN}$
Trafostufe 123	$U_O = 4,2 \text{ V}$
Abbrennweg	$S_A = 11 \text{ mm}$
Stauchweg	$S_{St} = 4 \text{ mm}$
Abbrennzeit	$t_A = 6 \text{ s}$
Stauchzeit	$t_{St} = 0,14 \text{ s}$
Einspannlänge	$E = 19 \text{ mm}$

Abbrennstumpfschweißverbindungen hergestellt und anschließend im Warmkriechversuch untersucht. Bild 22 und 23 zeigen die Schweißstelle einer abbrennstumpffgeschweißten Betonstahlprobe BSt 420/500 RUS im unbearbeiteten Zustand und als Mikroschliff. Die Versuchsergebnisse der instationären Warmkriechversuche sind als Temperatur-Dehnungskurven und Spannungs-Dehnungskurven in den Bildern 24 bis 26 dargestellt. Wie Bild 24 zeigt, ist zwischen nicht geschweißten und abbrennstumpffgeschweißten Probe ein signifikanter

Unterschied nicht erkennbar. Eine an sich denkbare örtlich begrenzte Abminderung des Verformungsvermögens infolge der vorhandenen Gefügeveränderungen (siehe Bild 23) ist wegen des in bezug auf die Meßlänge sehr kleinen Bereiches im Warmkriechversuch nicht feststellbar.

Der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit ist in Bild 25 dargestellt. Infolge der längeren Verweilzeit bis zum Erreichen einer bestimmten Temperatur ergeben sich bei geringeren Aufheizgeschwindigkeiten bereits größere Beträge plastischer Dehnung. Insbesondere bei Erreichen höherer Temperaturen über 450°C und bei einem sehr hohen Belastungsgrad wirkt sich die Aufheizgeschwindigkeit in stärkerem Maße aus.

Der Vergleich des in Bild 26 dargestellten Spannungs-Dehnungsschaubildes für den Betonstahl BST 420/500 RUS mit den in den Bildern 12, 13, 15 und 21 aufgeführten Spannungsdehnungskennlinien läßt erkennen, daß sich dieser schweißgeeignete Betonstahl durch die Erhaltung seiner Festigkeit auch bei höheren Temperaturen auszeichnet.

4.4 Untersuchung der Temperaturabhängigkeit der 0,2 %- und 2 %-Dehngrenze im instationären Warmkriechversuch

Die Temperaturabhängigkeit der Streckgrenze bzw. 0,2 %-Dehngrenze läßt sich nicht nur im Warmzugversuch, sondern auch im Warmkriechversuch mit instationärer Erwärmung bestimmen. Aus den Temperatur-Dehnungskurven des Warmkriechversuches läßt sich für unterschiedliche Belastungsgrade jeweils die Temperatur bestimmen, bei der eine plastische Dehnung von 0,2 % oder auch 2 % erreicht wird. Die Spannung, bei der eine bleibende Dehnung von 0,2 % erreicht wird, kann durch den Bezug auf die 0,2 %-Dehngrenze bei Raumtemperatur in dimensionsloser Form über der Temperatur aufgetragen werden. In Bild 27 ist die Temperaturabhängigkeit der 0,2 %-Dehngrenze für einen Baustahl St 37-2 aufgetragen. Bei einer Temperatur von 600°C erreicht die 0,2 %-Dehngrenze nur noch das 0,2fache der Streckgrenze bei Raumtempe-

ratur. Aus einem Normprofil IPE 140 ausgearbeitete Proben aus St 37-2 zeigen prinzipiell den gleichen Verlauf (siehe Bild 28), wobei sich nur geringe Unterschiede bei den verschiedenen Probenentnahmeorten (Einfluß von Seigerungen) und Aufheizgeschwindigkeiten ergeben.

Für einen Baustahl St 52 ist die Temperaturabhängigkeit der 0,2 %-Dehngrenze in Bild 29 aufgetragen. Im Vergleich zu St 37 ergeben sich für St 52 bei Temperaturen bis zu 200 °C niedrigere Werte, die sich bei höheren Temperaturen denen des St 37 angleichen. Der Einfluß unterschiedlicher Aufheizgeschwindigkeiten läßt sich im untersuchten Bereich von 4 °C/min bis 10 °C/min nicht mehr eindeutig feststellen, wie dies auch die Kurvenverläufe für einen untersuchten Feinkornbaustahl StE 460 in Bild 30 zeigen. Gegenüber den Baustählen St 37 und St 52 zeichnet sich dieser Feinkornstahl dadurch aus, daß bis 100 °C kein Abfall der 0,2 %-Dehngrenze feststellbar ist.

Die Temperaturabhängigkeit der 0,2 %- bzw. 2 %-Dehngrenze für verschiedene Betonstähle ist in den Bildern 31 bis 34 dargestellt.

Aus den unterschiedlichen Kurvenverläufen läßt sich der Einfluß der Herstellungsbedingung (naturhart oder kaltgezogen) sowie der Größeneinfluß bei unterschiedlichem Durchmesser und der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit entnehmen. Wie Bild 31 zeigt, hat das Herstellungsverfahren einen Einfluß auf die 0,2 %-Dehngrenze bei vergleichbaren Ausgangsfestigkeiten und Durchmessern. Dieser Einfluß macht sich erst bei höheren Dehnbeiträgen bemerkbar, wie Bild 33 erkennen läßt.

Ein Durchmesserereinfluß ergibt sich nur bei der 0,2 %-Dehngrenze, wo für kaltgezogenen Betonstahl BST 420/500 mit einem Durchmesser von 6 mm ein geringerer Festigkeitsabfall gegenüber einem Durchmesser von 18 mm zu verzeichnen ist.

Unterschiedliche Aufheizgeschwindigkeiten zwischen 3,7 °C/min und 9 °C/min haben innerhalb dieses Parameterbereiches keinen Einfluß, wie die Bilder 32 und 34 zeigen. Ein Einfluß einer Abbrennstumpfschweißung bei einem schweißgeeigneten Betonstahl läßt sich ebenfalls nicht erkennen.

Die Temperaturabhängigkeit der 0,2 %- und 2 %-Dehngrenze für verschiedene Spannstähle und Spannstahlstütze ist in den Bildern 35 bis 42 dargestellt. Im Vergleich zu Bau- und Betonstahl kann bei Spannstählen ein frühzeitiger und weitergehender Abfall der 0,2 %-Dehngrenze und auch der 2 %-Dehngrenze festgestellt werden. Bedingt durch die andersartige Herstellung und den unterschiedlichen Mechanismen zur Festigkeitssteigerung (Vergüten und Kaltverfestigen) ergeben sich bei vergüteten und kaltgezogenen Spannstählen unterschiedliche Kurvenverläufe für die Temperaturabhängigkeit der 0,2 %-Dehngrenze. Die größten Unterschiede liegen im Temperaturbereich von 150 °C bis 400 °C vor, wo der vergütete Spannstahl noch wesentlich bessere Festigkeitseigenschaften aufweist. So wird z.B. bei einer Temperatur von 300 °C für einen vergüteten Spannstahl die 0,2 %-Dehngrenze erst bei Belastung um das 0,7-fache der 0,2 %-Dehngrenze bei Raumtemperatur erreicht, während bei einem kaltgezogenen Spannstahl diese Grenze schon beim 0,4-fachen des Raumtemperaturwertes überschritten (Bild 38) wird. Dieses unterschiedliche Festigkeitsverhalten zeigt sich auch bei größeren Dehnbeträgen (2 %-Dehngrenze, Bild 39), wobei der Unterschied bei höheren Temperaturen jedoch kleiner wird. In Bild 42 sind die Kurvenverläufe für die Temperaturabhängigkeit der 0,2 %-Dehngrenze für die untersuchten Spannstähle noch einmal zusammengefaßt, um den Einfluß der Herstellungsverfahren deutlich zu machen. Ein Vergleich dieser Versuchsergebnisse mit Angaben aus der Literatur ist nicht möglich, da für Versuche mit instationärer Erwärmung kaum Ergebnisse vorliegen /7/.

4.5 Untersuchung der Restfestigkeit von mechanisch und thermisch beanspruchten Beton- und Spannstählen

Kenntnisse über die Restfestigkeit von Stählen sind insbesondere für die Beurteilung von Sanierungsmaßnahmen an Bauwerken, die einem Feuer ausgesetzt waren, notwendig. Die Restfestigkeit eines Stahles hängt sowohl von der Zusammensetzung des Stahles und seiner thermischen und mechanischen Vorbehandlung während der Herstellung, als auch von Temperatur- und Lastgeschichte während der Wärmeeinwirkung ab.

In unseren Untersuchungen an Bau- und Betonstählen wurde bereits festgestellt, daß sich eine reine Temperaturbeanspruchung bis zu 300 °C kaum auf die Restfestigkeit auswirkt /5/. Erst bei Temperaturen über 300 °C wurde in Abhängigkeit der untersuchten Durchmesser eine Steigerung oder ein Abfall der ursprünglichen Festigkeit ermittelt.

Bei Baustahlproben aus St 37-2, die im Warmkriechversuch zusätzlich zur Temperaturbeanspruchung auch unterschiedlichen Belastungen ausgesetzt waren, ergab sich bei Temperaturen von 300 °C bis 600 °C eine Festigkeitssteigerung infolge einer Verfestigung durch Versetzungsaufstauungen und Versetzungsvervielfachung durch plastische Verformungen.

Die Ergebnisse von Restfestigkeitsuntersuchungen an Betonstahlproben BSt 420/500 RUS, die im Warmkriechversuch bei unterschiedlichen Belastungsgraden und Temperaturen geprüft wurden, zeigen, daß in erster Linie die erreichte Maximaltemperatur für das spätere Festigkeitsverhalten bestimmend ist. Die Auftragung des Zugfestigkeits- und Streckgrenzenverhältnis läßt erkennen, daß die 0,2 %-Dehngrenze erst bei Temperaturen über 650 °C unter die Raumtemperaturwerte absinkt (Bild 43). Die Zugfestigkeit beginnt bereits bei 600 °C abzunehmen. Die Auftragung des Zugfestigkeits- und Streckgrenzenverhältnisses über dem Belastungsgrad $\sigma/R_{p0,2}$ zeigt, daß eine hohe Belastung erst im Zusammenhang mit einer hohen Temperatur kritisch ist (Bild 44).

Bei vergüteten Spannstählen St 1420/1570 wird die Restfestigkeit in erster Linie wieder von der während der Belastung erreichten Maximaltemperatur bestimmt (Bild 45). Der Abfall der Restfestigkeit unter den Ausgangswert des unbeanspruchten Stahls setzt bei Spannstahl im Vergleich zu Betonstahl schon bei wesentlich tieferen Temperaturen im Bereich von 400°C ein und erfolgt steiler. Der Einfluß der Belastung ist im Vergleich zur Maximaltemperatur von untergeordneter Bedeutung, denn wie Bild 45 zeigt, wirkt sich die unterschiedliche lineare Belastungssteigerung auf die Restfestigkeit nicht aus.

Ein direkter Vergleich zwischen vergüteten und kaltgezogenen Spannstählen ist in den Bildern 47 und 48 möglich. Bei einer Maximaltemperatur von etwas über 300°C wird bei dem kaltgezogenen Spannstahl die Ausgangsfestigkeit des unbeanspruchten Zustands schon unterschritten, während dies beim vergüteten Spannstahl erst bei einer Temperatur über 400°C der Fall ist. Bei vergütetem Spannstahl liegt das Streckgrenzenverhältnis immer über dem Zugfestigkeitsverhältnis und beide Werte nähern sich bei höheren Temperaturen einander an, während beim kaltgezogenen Spannstahl zunächst das Streckgrenzenverhältnis über dem Zugfestigkeitsverhältnis liegt, bei Temperaturen über 300°C jedoch darunter. Bei einer Beanspruchung mit hohen Belastungsgraden und niedriger Temperatur wird durch die einsetzende plastische Verformung noch eine Erhöhung der Streckgrenze gegenüber dem Ausgangswert bewirkt. Bei einer Erhöhung der Temperatur kommt es dagegen zu einer Ausheilung von Versetzungen und zu Rekristallisation verformter Kristalle, so daß der Festigkeitsgewinn durch die Kaltverformung verloren geht. Damit wird die Restfestigkeit bei kaltverfestigten Stählen durch die Wechselwirkung von Festigkeitssteigerung infolge erhöhter Versetzungsdichte durch plastische Verformung und Versetzungsausheilung und Rekristallisation durch eine Temperaturerhöhung bestimmt.

4.6 Instationäre Warmkriechversuche mit kombinierter Zug/Biegebeanspruchung an Normprofilen

Versuche mit kombinierter Zug/Biege- und Druck/Biegebeanspruchung an bauteilähnlichen Normprofilproben, bei denen eine kontinuierliche Dehnungsmessung in der Zug- und Druckzone bis zu einer Temperatur von 700 °C erfolgt, sind erst angelaufen. Mit der vom Teilprojekt B4 erstellten Versuchseinrichtung ist die Prüfung verschiedener Normprofile bei beliebiger Kombination von Zug-, Druck- und Biegebeanspruchung mit unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten möglich. Zu diesem Zeitpunkt können zu den geplanten Untersuchungen erst einige Zwischenergebnisse vorgestellt werden. Die Fertigstellung der Versuchseinrichtung wurde durch die Mittelkürzung der DFG verzögert, da ein Auffangen der gestrichenen Mittel aus der Grundausstattung nicht möglich war und somit die im Antrag 1981-83 vorgestellte Konzeption geändert werden mußte. Neben umfangreichen Vorversuchen für eine Optimierung der Stromzuführung durch die Kühlbacken zur Erzielung eines geeigneten Temperaturprofils, mußte eine Dehnungs- und Durchbiegungsmeßeinrichtung zur Erfassung dieser Meßgrößen konzipiert und gebaut werden, wie sie in Kapitel 3. beschrieben ist.

In den Bildern 49 und 50 ist die fertiggestellte Versuchseinrichtung mit einer auf 700 °C erhitzten Normprofilprobe zu sehen.

Bild 51 zeigt das an einer Normprofilprobe IPBL 100 gemessene Temperaturprofil in einem Belastungsversuch mit Zug- und Biegebeanspruchung bei einer konstanten Aufheizgeschwindigkeit von 20 °C/min. Wie aus dem Diagramm ersichtlich ist, ergibt sich während des gesamten Versuches über eine Länge von 400 mm in Probenmitte ein konstantes Temperaturprofil mit einer maximalen Abweichung von ± 2 °C. Dieses Temperaturprofil wird auch in Versuchen mit anderen Aufheizgeschwindigkeiten reproduzierbar erreicht.

In Bild 52 ist eine Gesamtdehnungs-Temperaturkurve für eine Zug- und Biegebelastung $\sigma_Z = 60 \text{ kN}$ und $\sigma_B = 60 \text{ kN}$ dargestellt. In der gemessenen Gesamtdehnung ϵ_{gz} ist die scheinbare Dehnung aufgrund des Temperaturganges des Meßaufnehmers, die Temperaturdehnung der Probe, die elastische Dehnung aufgrund der Temperaturabhängigkeit des E-Moduls und die plastische Dehnung enthalten.

Die gemessene Temperaturgangkurve mit der Temperaturdehnung ist in dem dargestellten Diagramm ebenfalls eingezeichnet, so daß daraus die plastische Dehnung in Abhängigkeit von der Temperatur ermittelt werden kann. In Bild 53 ist der Verlauf der plastischen Dehnung über der Temperatur aufgetragen.

Bei dieser Belastungskombination setzt in der äußeren Faser der Zugzone erst bei einer Temperatur über 500°C eine merkliche plastische Dehnung ein, die dann jedoch schnell zunimmt. Der Vergleich mit Temperatur-Dehnungskurven aus dem Warmkriechversuch an Normzugproben zeigt, daß der weitere Dehnungsanstieg fast linear erfolgt und nicht so progressiv verläuft wie bei Normzugproben. Das bisher in den Zug/Biegeversuchen gezeigte Verformungsverhalten muß jedoch noch durch weitere Versuche belegt werden, so daß eine endgültige Aussage zu diesem Zeitpunkt noch nicht erfolgen kann.

5. Ausblick

In den vergangenen Förderungsperioden wurde das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Baustoffes Stahl in vielfältiger Weise untersucht. In Zusammenarbeit mit den anderen Teilprojekten wurde zunächst die maßgebliche Belastung für das Bauelement Stahl ermittelt und davon ausgehend die Reaktion des Werkstoffes auf die Beanspruchung bestimmt.

Die mikrostrukturellen Vorgänge und die das Festigkeits- und Verformungsverhalten bestimmenden Einflußfaktoren konnten ermittelt werden, so daß übertragbare Materialgesetze für verschiedene Bau-, Beton- und Spannstähle angegeben werden konnten.

Damit läßt sich bereits in vielen Fällen das Festigkeits- und Verformungsverhalten der gängigsten im Bauwesen eingesetzten Stähle angeben. Einige Teilaspekte des Verhaltens der verschiedenen Stahlwerkstoffe bei einer Brandbeanspruchung bedürfen noch der weiteren Klärung. Hier sind besonders der Einfluß von Eigenspannungen und der Einfluß einer Biege/Zug- bzw. Biege/Druckbeanspruchung zu nennen, wobei auch noch ergänzende Versuche zum Relaxationsverhalten und zur Restfestigkeit sowie Untersuchungen an neuentwickelten Stählen notwendig sind.

6. Literaturverzeichnis

- /1/ Ruge, J. und O. Winkelmann:
Verformungsverhalten von Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen.
Arbeitsbericht SFB 148, B 4, TU Braunschweig 1977.
- /2/ Ilschner, B.:
Hochtemperatur-Plastizität.
Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York 1973.
- /3/ Jänicke, W. und H. Wascheidt:
Warmkriechversuche an Spannstählen.
FIP-Tagung Braunschweig, 1967.
- /4/ Ruge, J. und O. Winkelmann:
Verfahren zur Bestimmung eines kritischen Kennwertes für den Fall instationärer Erwärmung bei Simulation einer Brandbelastung von Stahl.
Materialprüfung 19 (1977), Nr. 8, S. 255.
- /5/ Klingsch, W. und O. Winkelmann:
Untersuchungen zur Restfestigkeit von Beton- und Baustählen nach Temperatureinwirkung.
Arbeitsbericht SFB 148, A/B-1, TU Braunschweig 1980.
- /6/ Richter, E.:
Rechnerische Untersuchungen des Tragverhaltens brandbeanspruchter Spannbetonbalken.
Bauphysik Nr. 2, 1981, S. 57.

- /7/ Anderberg, Y.:
Behaviour of steel at high temperatures.
Rilem-Committee 44-PHT, Nov. 1982.

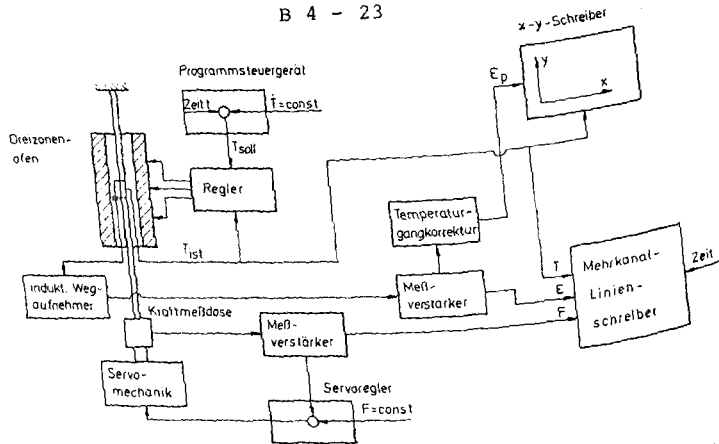


Bild 1: Versuchsaufbau zur Durchführung von instationären Warmkriechversuchen

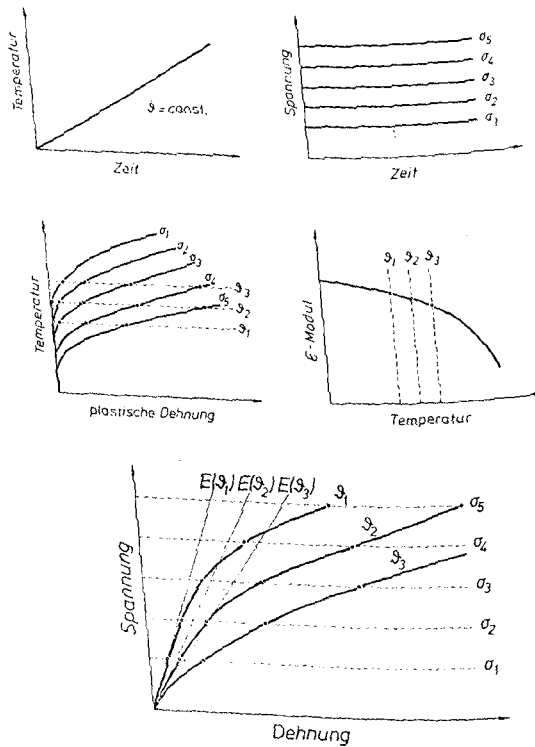


Bild 2: Vorgehensweise zur Ermittlung von Spannungs-Dehnungskennlinie im instationären Warmkriechversuch

B 4 - 24

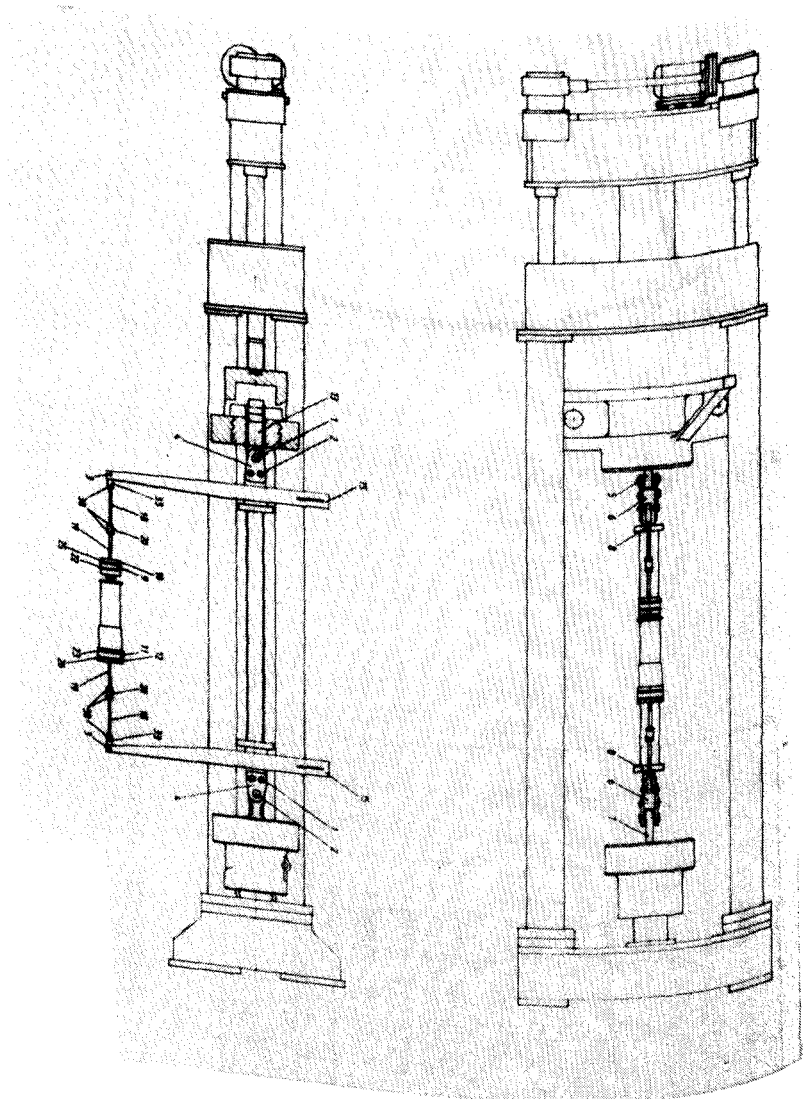


Bild 5: In 2 MN-Prüfmaschinenrahmen eingebaute Versuchseinrichtung für Zug/Biege- und Druck/Biegeversuche

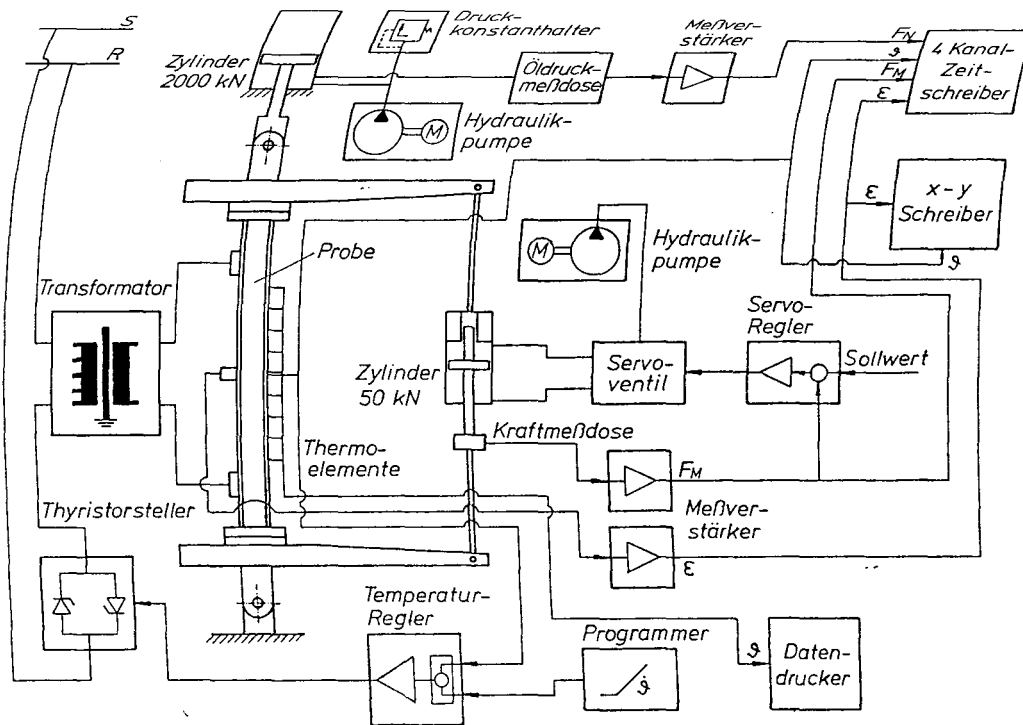
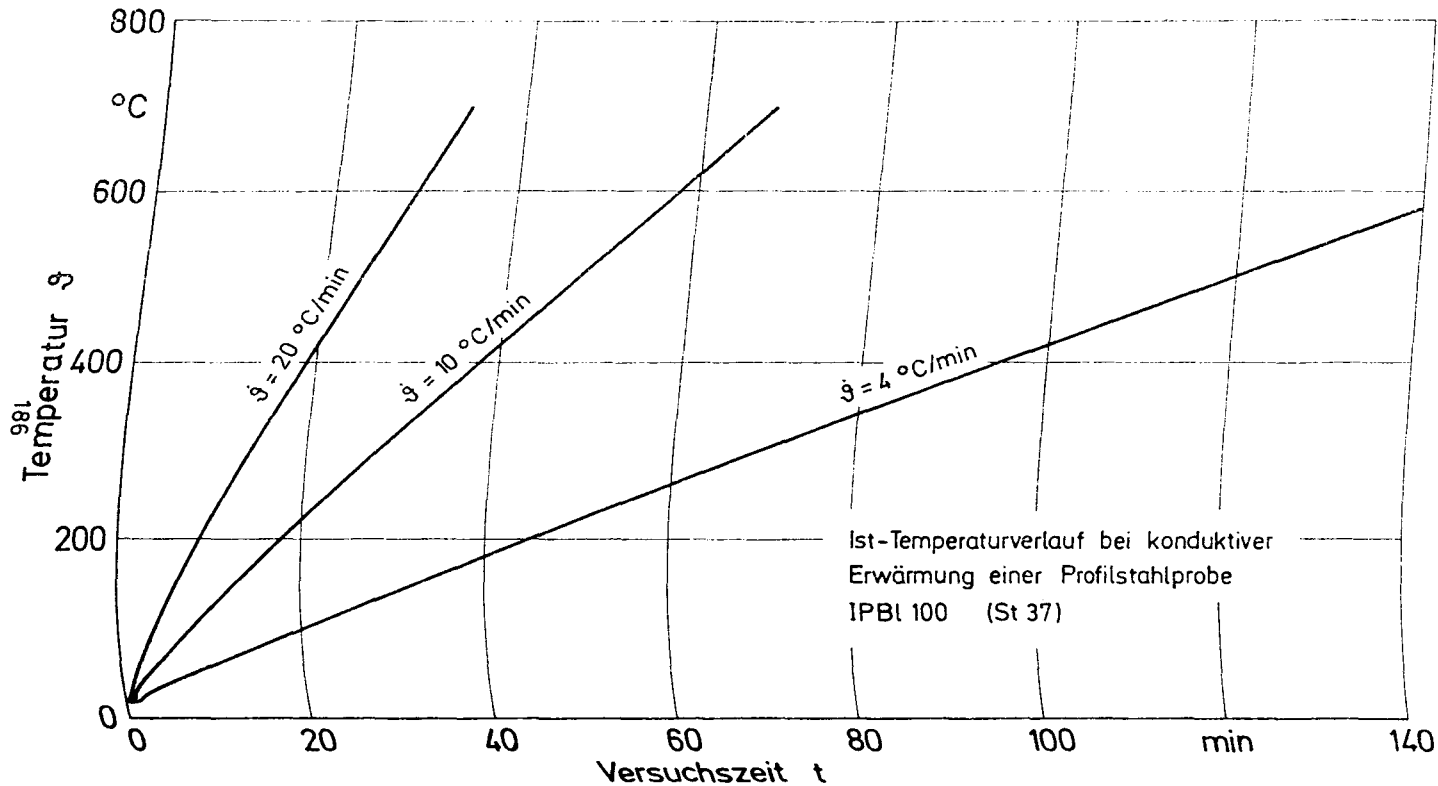


Bild 6: Blockschaltbild der Versuchseinrichtung für Zug/Biege- und Druck/Biegeversuch



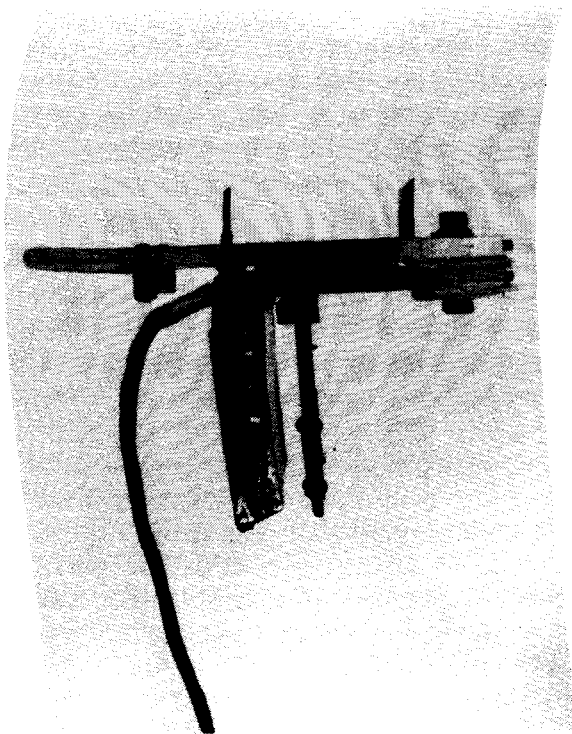


Bild 8: Wassergekühlter Warmdehnungsaufnehmer in Seitenansicht

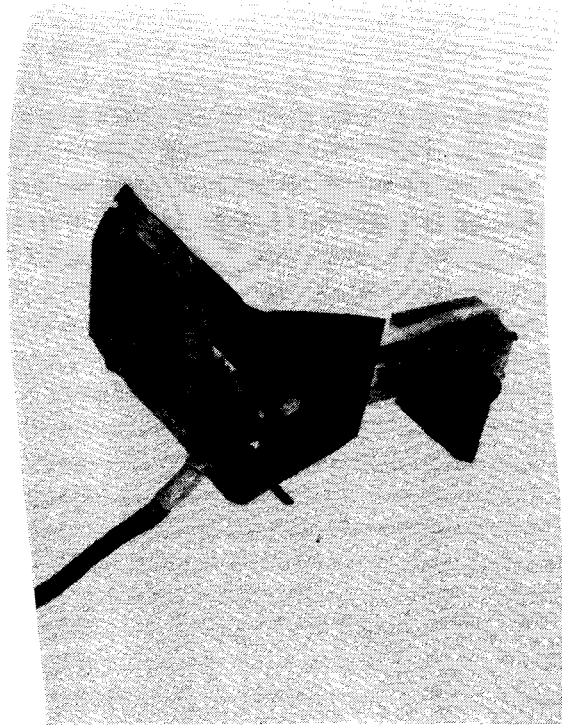


Bild 9: Dehnungsaufnehmer ohne Kühlblech und Schutzhaube

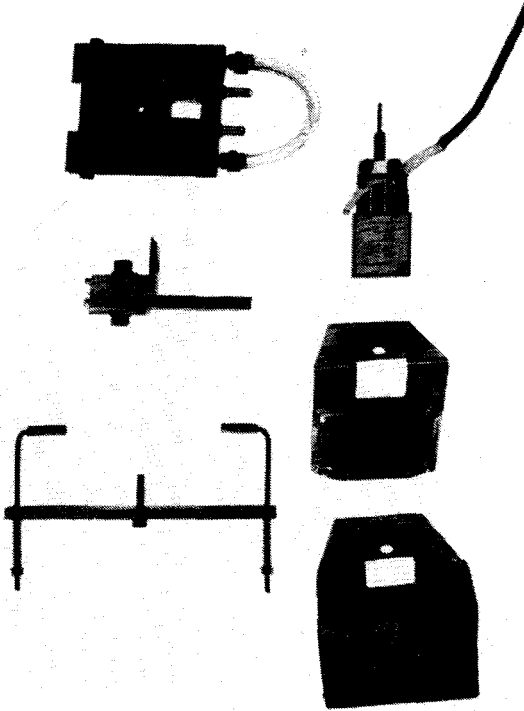


Bild 10: Warmdehnungsaufnehmer zerlegt in Einzelteile

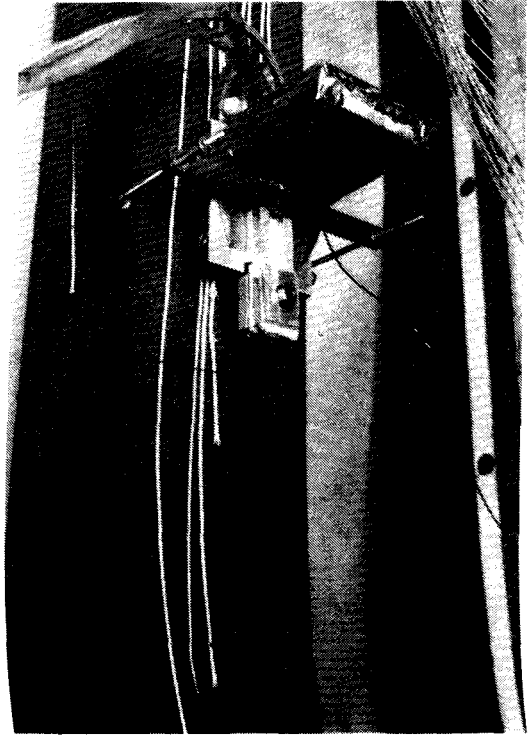


Bild 11: An Normprofilprobe IPL 100 angeklebter Warmdehnungsaufnehmer

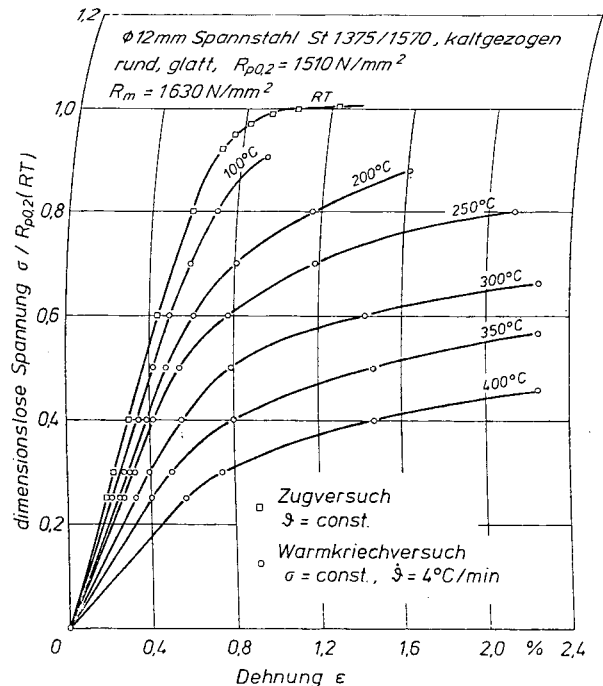


Bild 12: Aus Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsschaubild für einen kaltgezogenen Spannstahl St 1375/1570

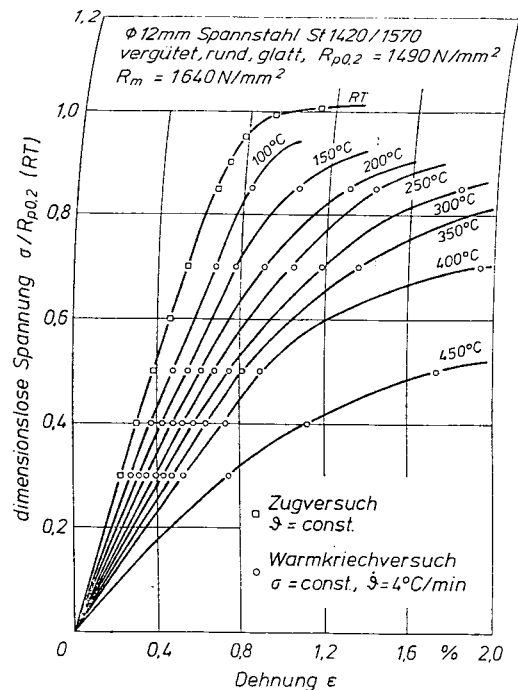


Bild 13: Aus Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen vergüteten Spannstahl St 1420/1570

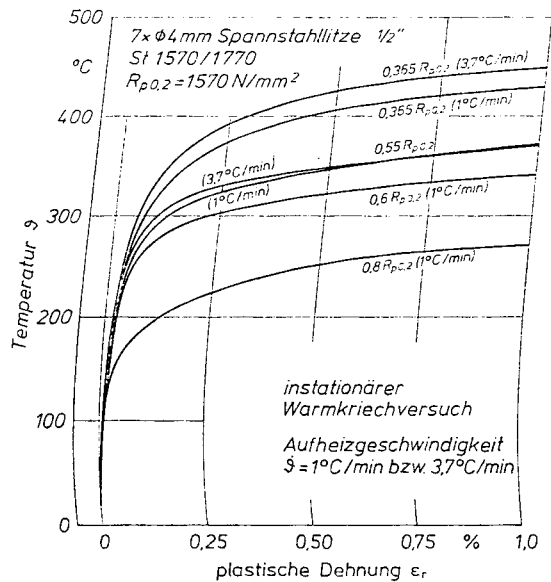


Bild 14: Temperatur-Dehnungskurven für Spannstahlstütze St 1570/1770

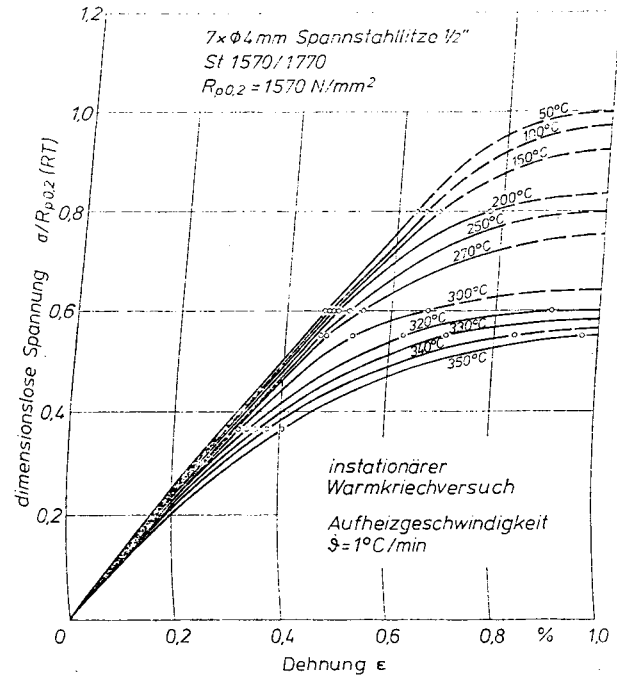


Bild 15: Aus Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsschaubild für Spannstahlstütze St 1570/1770

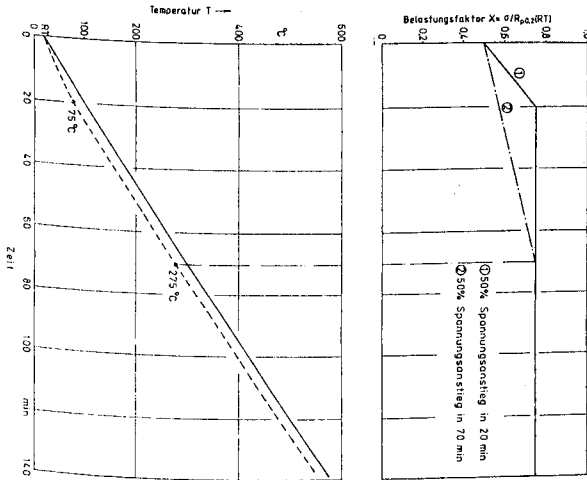


Bild 16: Zeitliche Zuordnung von Spannungsanstieg und Probentemperatur

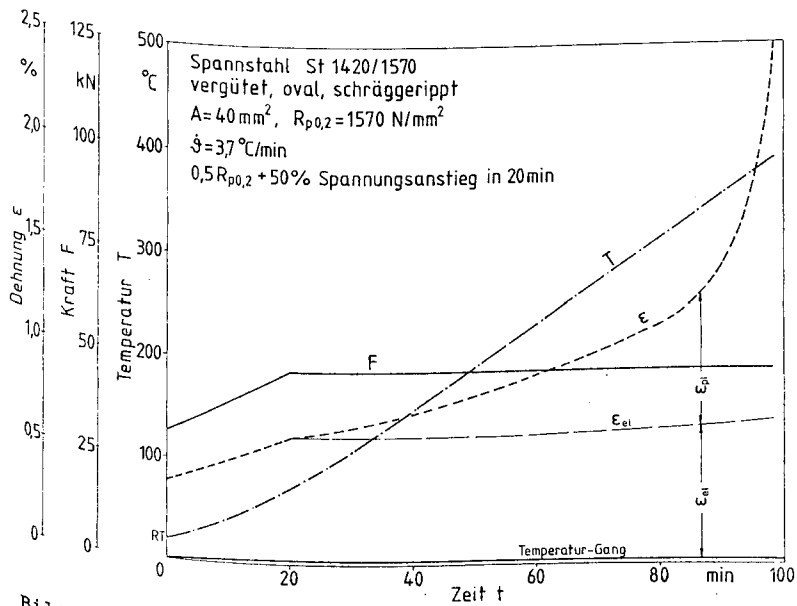


Bild 17: Temperatur, Dehnung und Kraft in Abhängigkeit von der Zeit beim modifizierten Warmkriechversuch

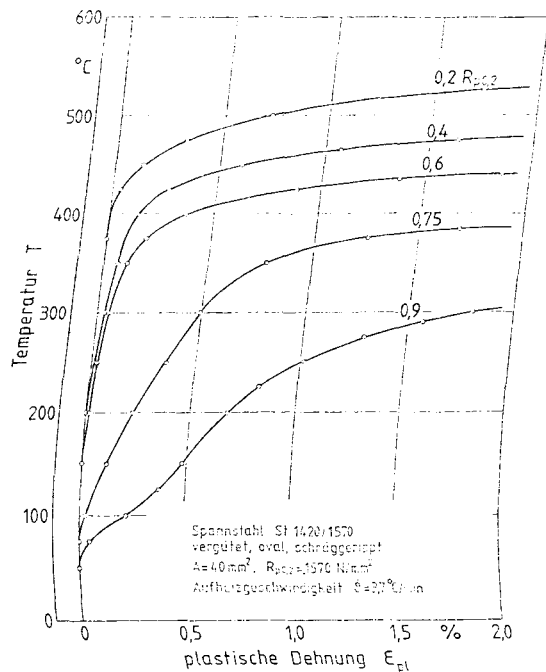


Bild 18: Temperatur-Dehnungskurven eines Spannstahls St 1420/1570 bei konstanter Belastung

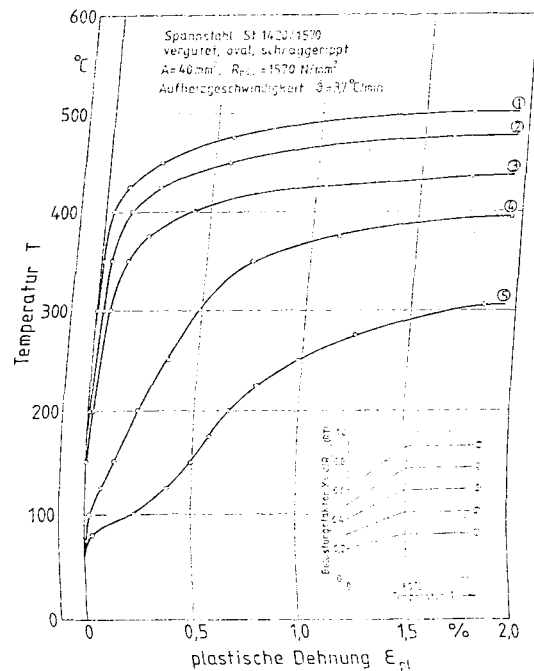


Bild 19: Temperatur-Dehnungskurven eines Spannstahls St 1420/1570 aus modifizierten Warmkriechversuchen mit 50 % Spannungsanstieg in 20 min

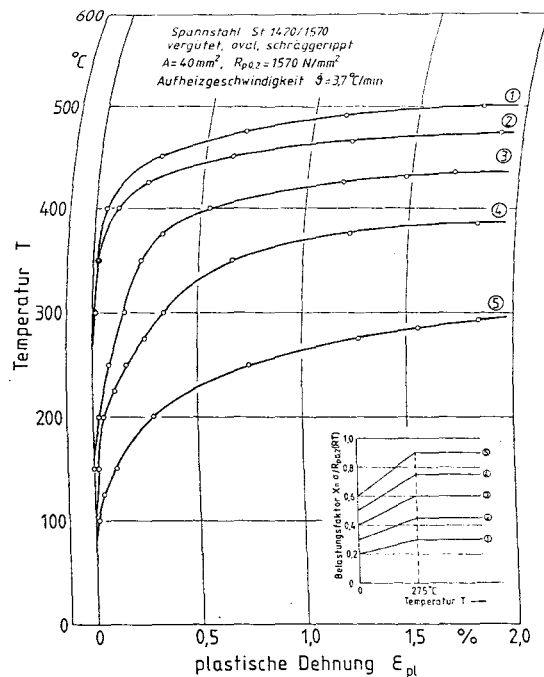


Bild 20: Temperatur-Dehnungskurve eines Spannstahls St 1420/1570 aus modifizierten Warmkriechversuchen mit 50 % Spannungsanstieg in 70 min

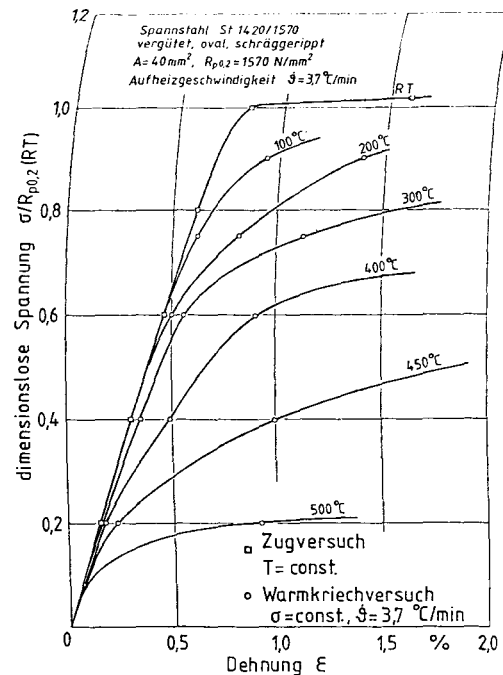


Bild 21: Aus Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsschaubild für Spannstahl 1420/1570



Bild 22: Schweißstelle einer abbrennstumpf-
geschweißten Betonstahlprobe

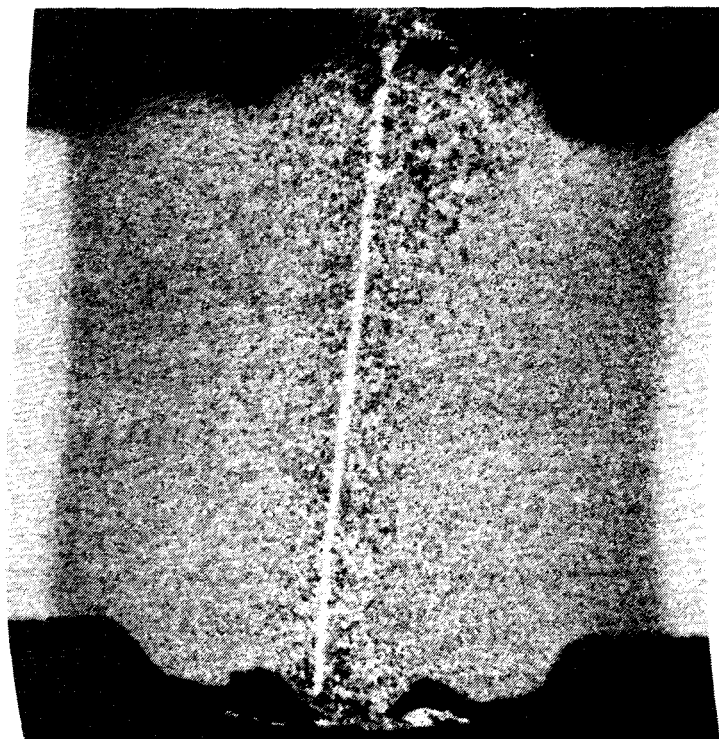


Bild 23: Längsschliff einer abbrennstumpf-
geschweißten Betonstahlprobe BSt 520/500 RUS
(geätzt mit Nital, $V = 7 : 1$)

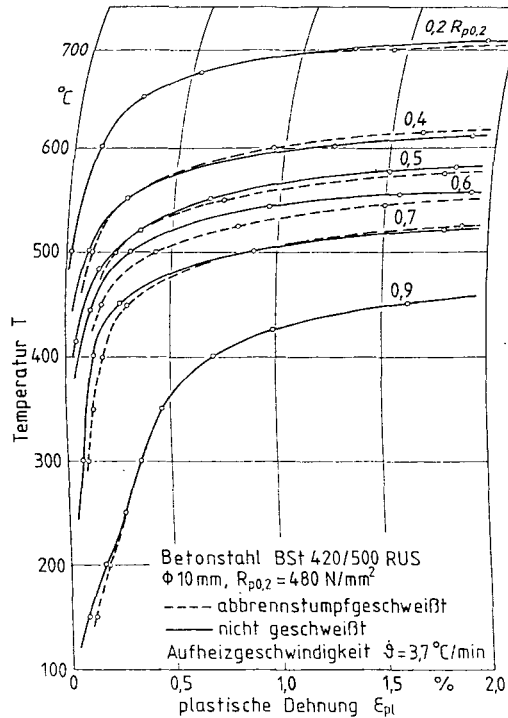


Bild 24: Temperatur-Dehnungskurven eines nicht geschweißten und abbrennstumpfgeschweißten Betonstahls BSt 420/500 RUS

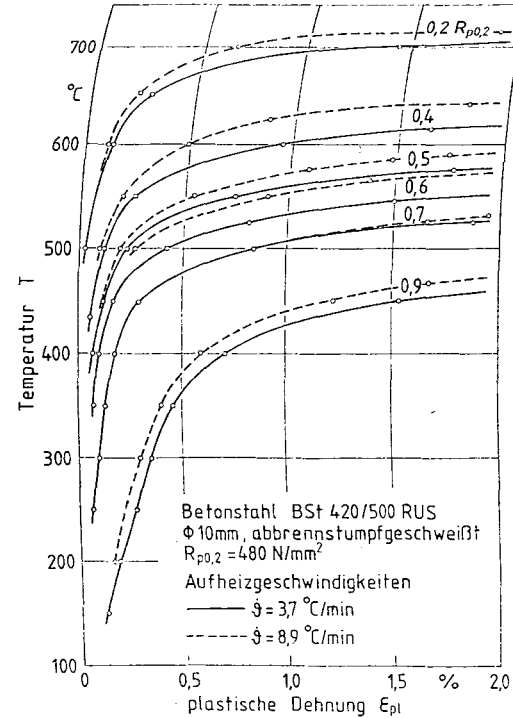


Bild 25: Temperatur-Dehnungskurven eines abbrennstumpfgeschweißten Betonstahls BSt 420/500 RUS mit unterschiedlicher Aufheizgeschwindigkeit

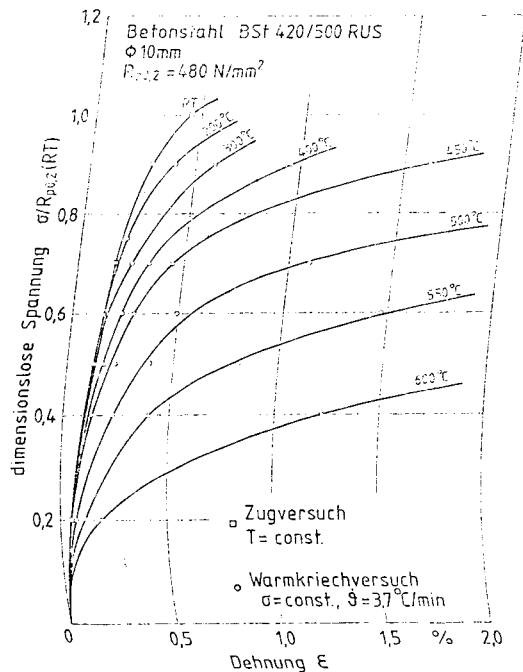


Bild 26: Aus Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsschaubild für Betonstahl BSt 420/500 RUS

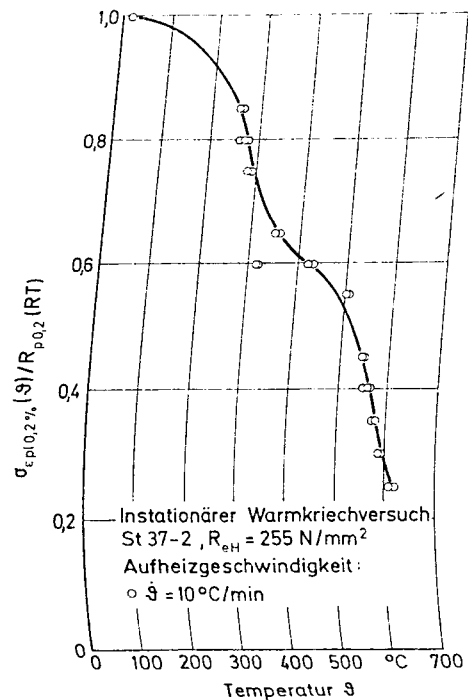


Bild 27: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für St 37-2

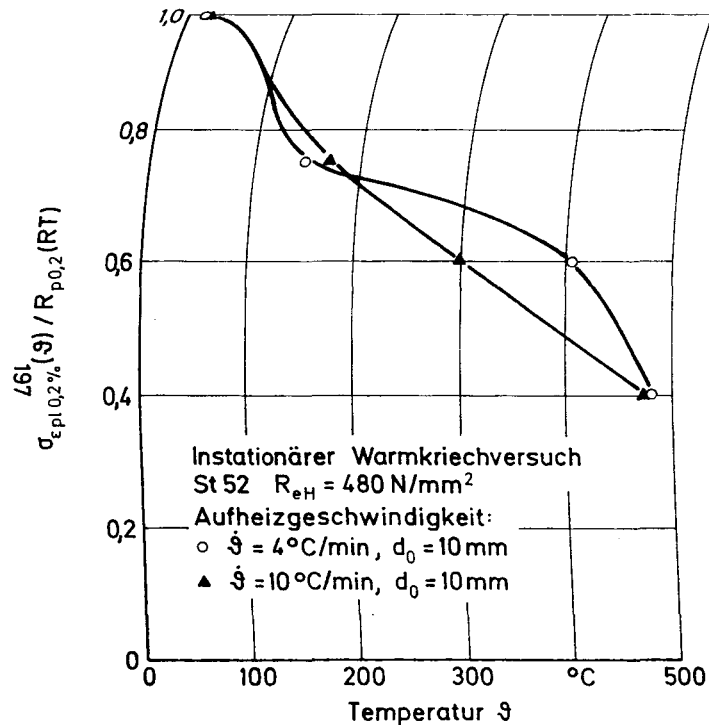


Bild 29: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für St 42

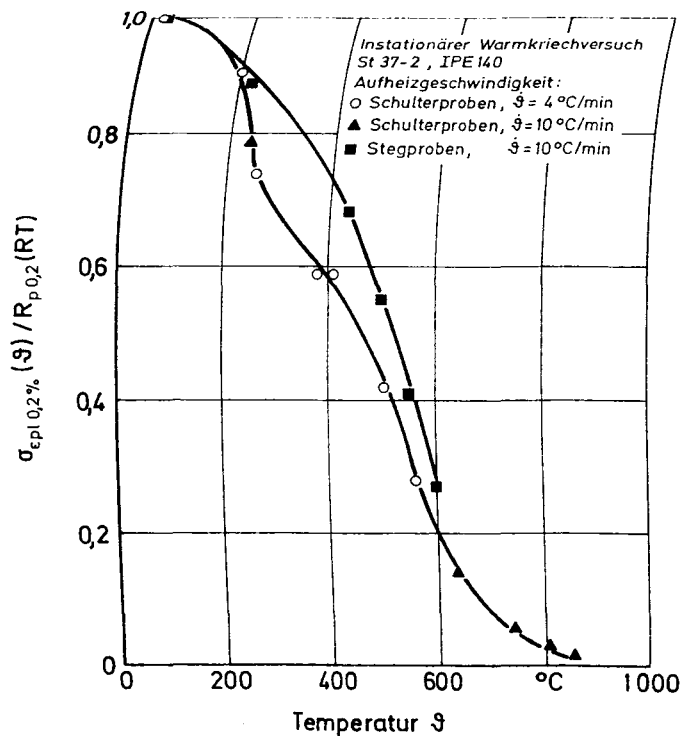


Bild 28: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für St 37-2 aus einem Normprofil

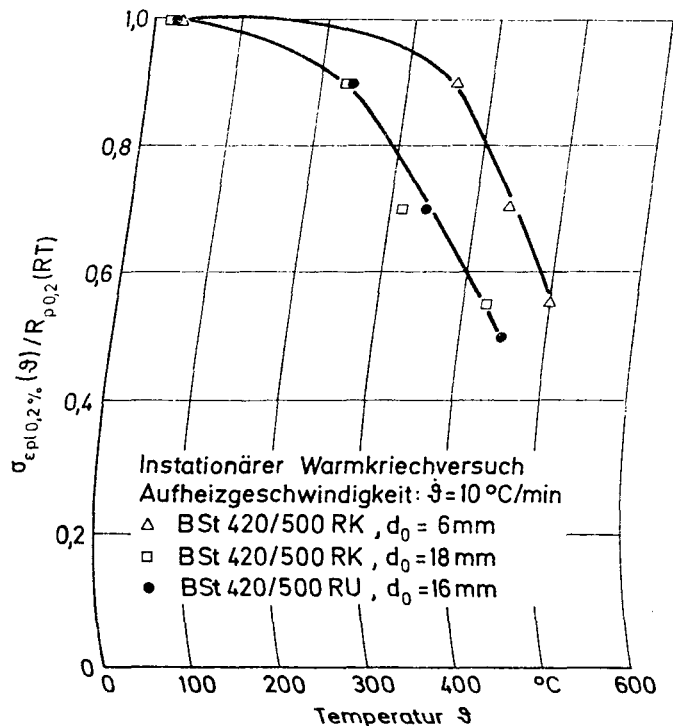


Bild 30: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für StE 460

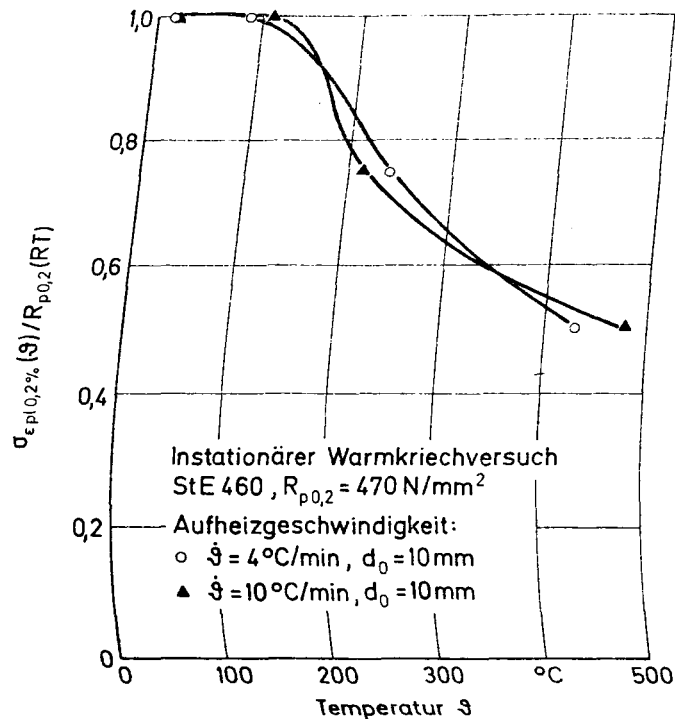


Bild 31: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für Betonstahl BSt 420/500 RK und R

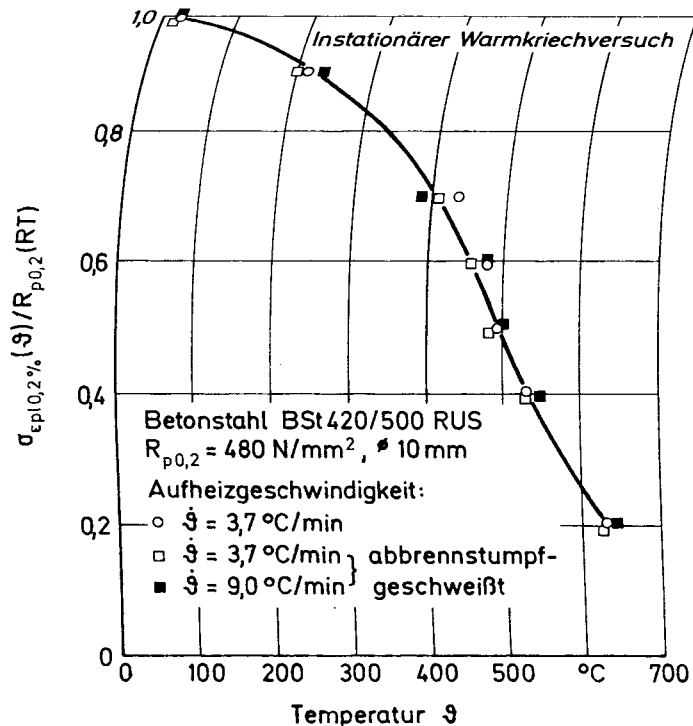


Bild 32: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für Betonstahl BSt 420/500 RUS

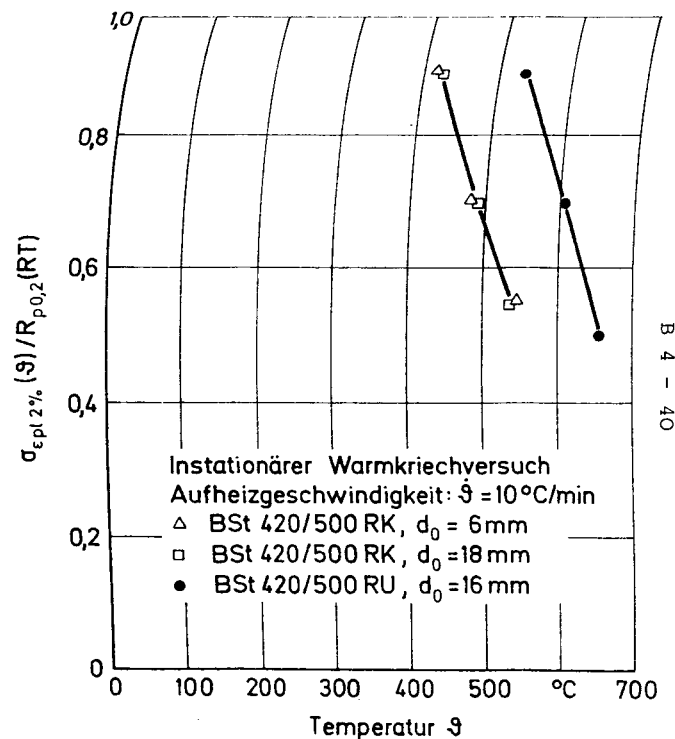


Bild 33: Temperaturabhängigkeit der 2%-Dehngrenze für Betonstahl BSt 420/500 RU

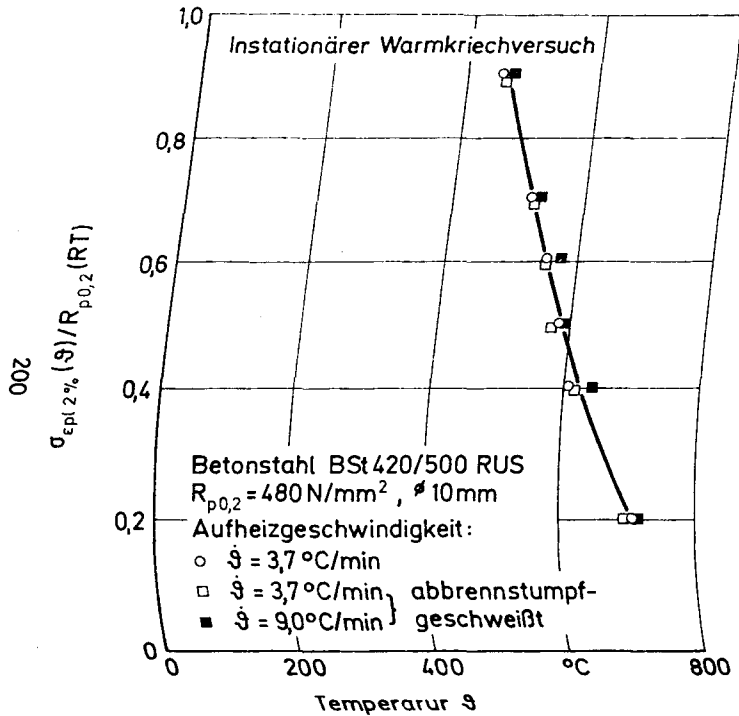


Bild 34: Temperaturabhängigkeit der 2%-Dehngrenze für Betonstahl BSt 420/500 RUS

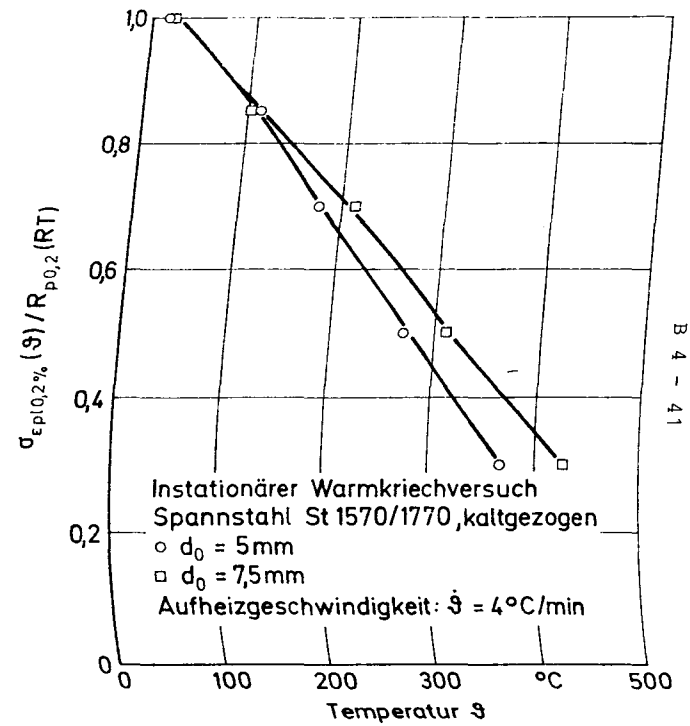


Bild 35: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für Spannstahl St 1570/1770 kaltgezogen

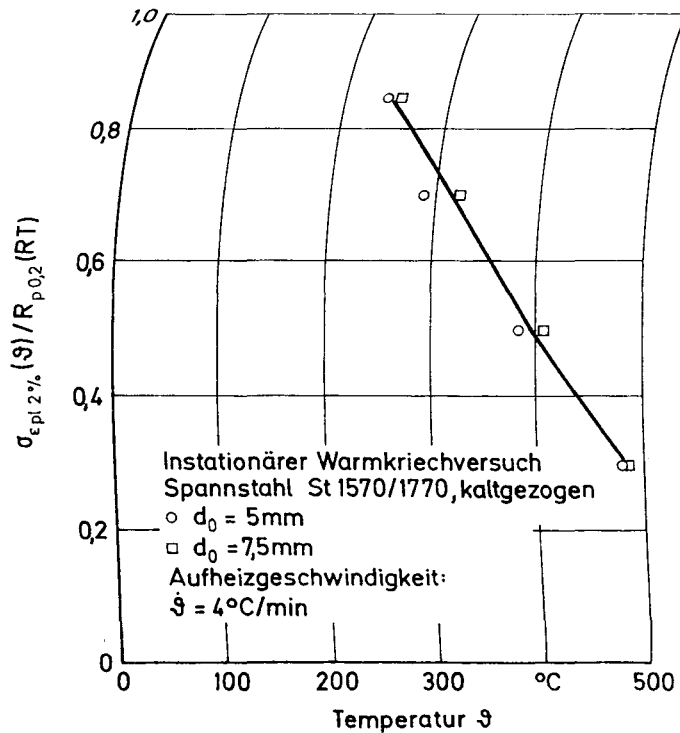


Bild 36: Temperaturabhängigkeit der 2%-Dehngrenze für Spannstahl St 1570/1770 kaltgezogen

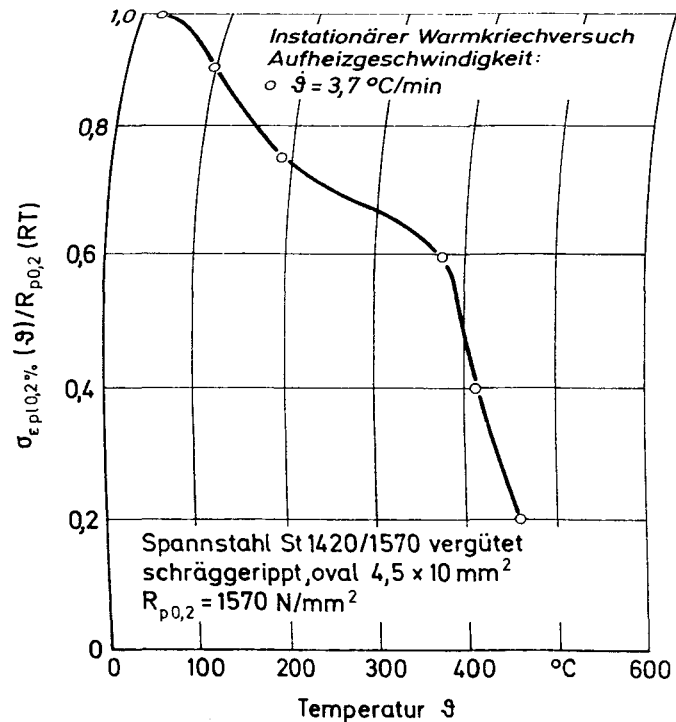


Bild 37: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für Spannstahl St 1420/1570 vergütet

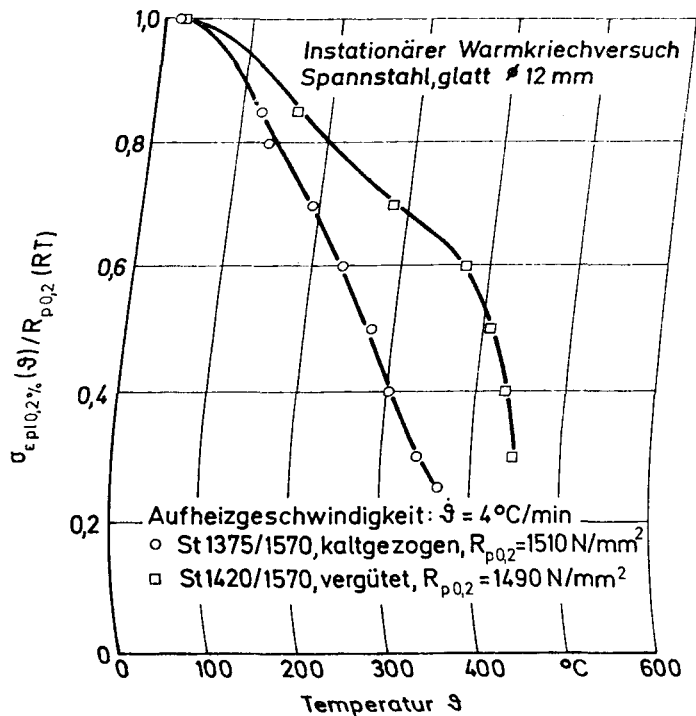


Bild 38: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für Spannstahl vergütet und kaltgezogen

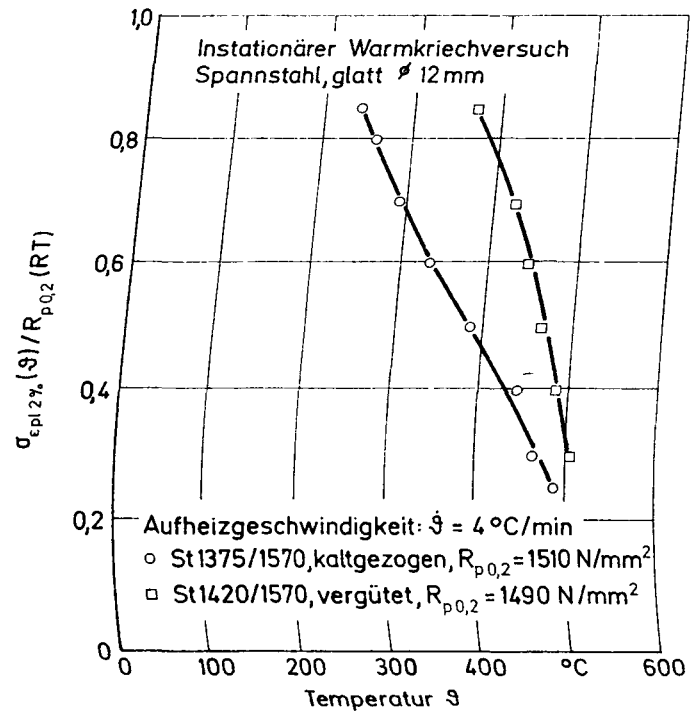


Bild 39: Temperaturabhängigkeit der 2%-Dehngrenze für Spannstahl vergütet und kaltgezogen

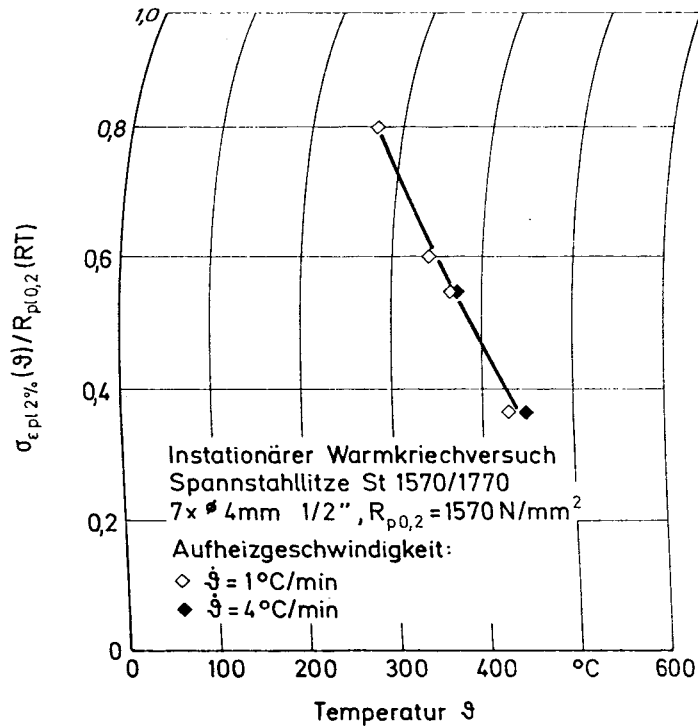


Bild 40: Temperaturabhängigkeit der 2%-Dehngrenze für Spannstahlritze St 1570/1770

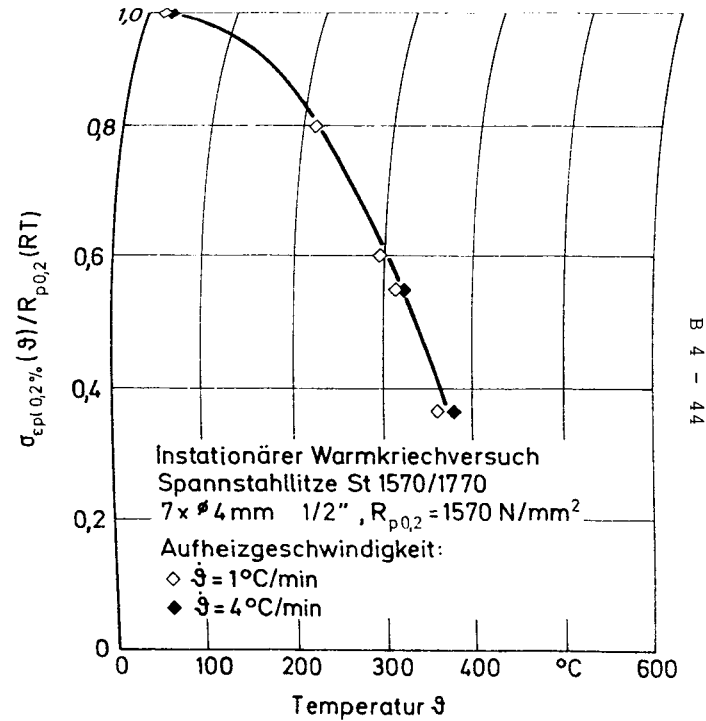


Bild 41: Temperaturabhängigkeit der 2%-Dehngrenze von Spannstahlritze St 1570/1770

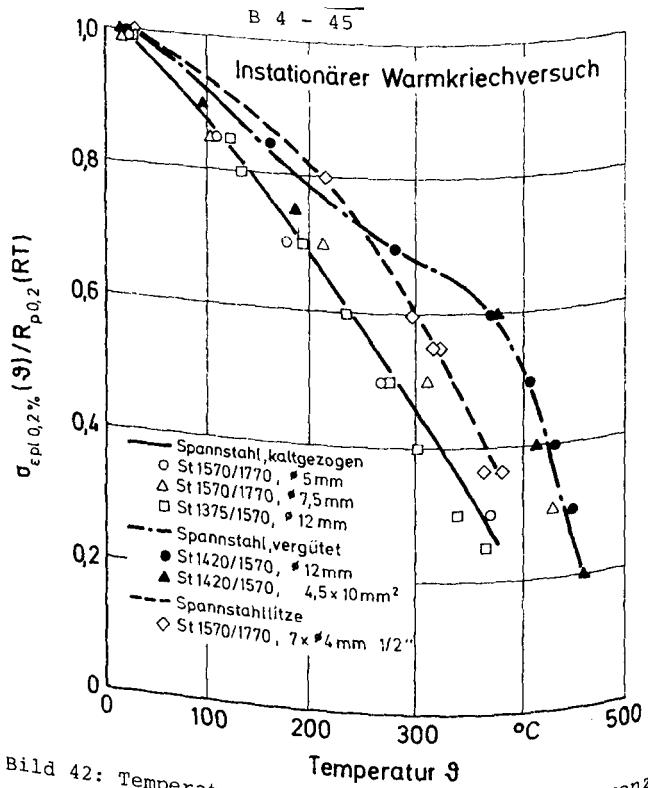


Bild 42: Temperaturabhängigkeit der 0,2%-Dehngrenze für verschiedene Spannstähle

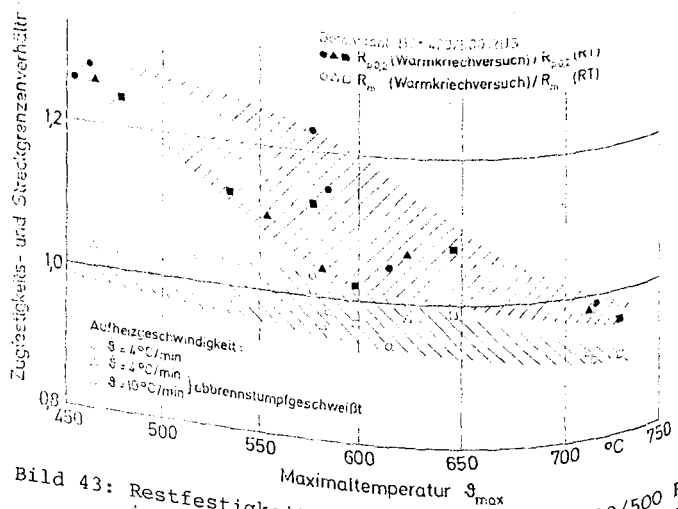


Bild 43: Restfestigkeit von Betonstahl BSt 420/500 RUS in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur während der Belastung

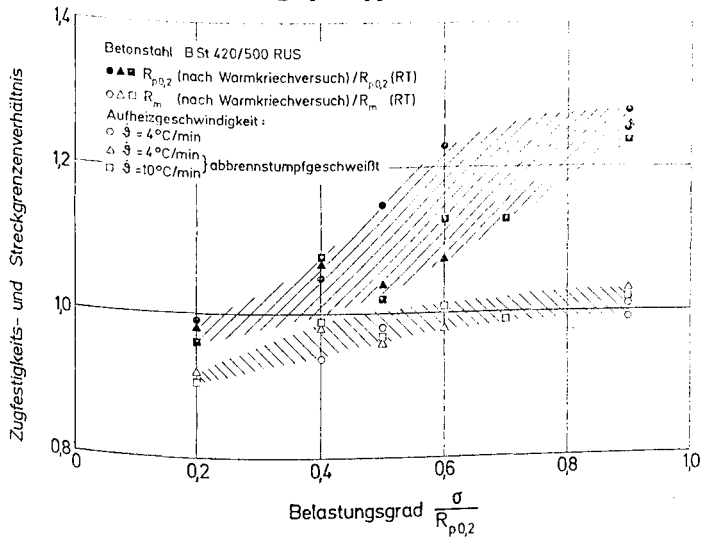


Bild 44: Restfestigkeit von Betonstahl BSt 420/500 RUS in Abhängigkeit der aufgetragenen Belastung

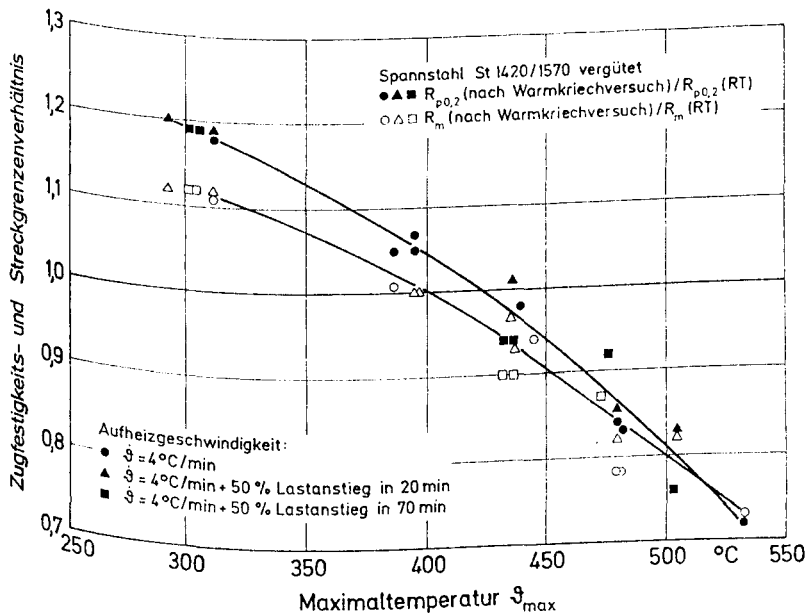


Bild 45: Restfestigkeit von Spannstahl St 1420/1570 vergütet in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur während der Belastung

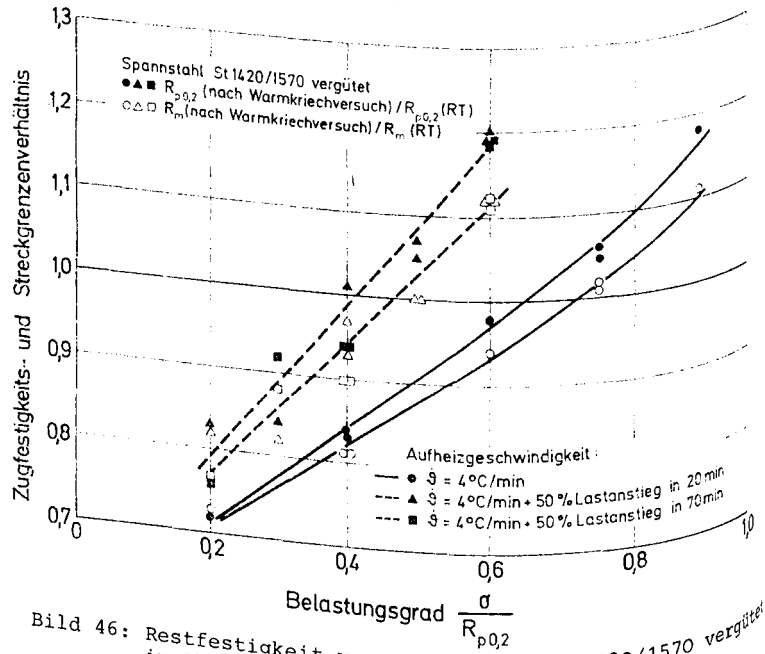


Bild 46: Restfestigkeit von Spannstahl St 1420/1570 vergütet in Abhängigkeit der aufgetragenen Belastung

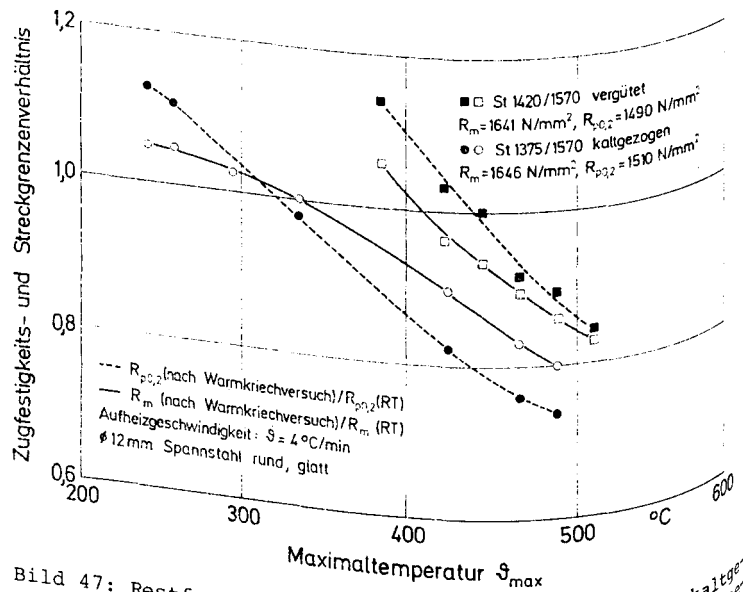


Bild 47: Restfestigkeit von Spannstahl vergütet und kaltgezogen in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur während der Belastung

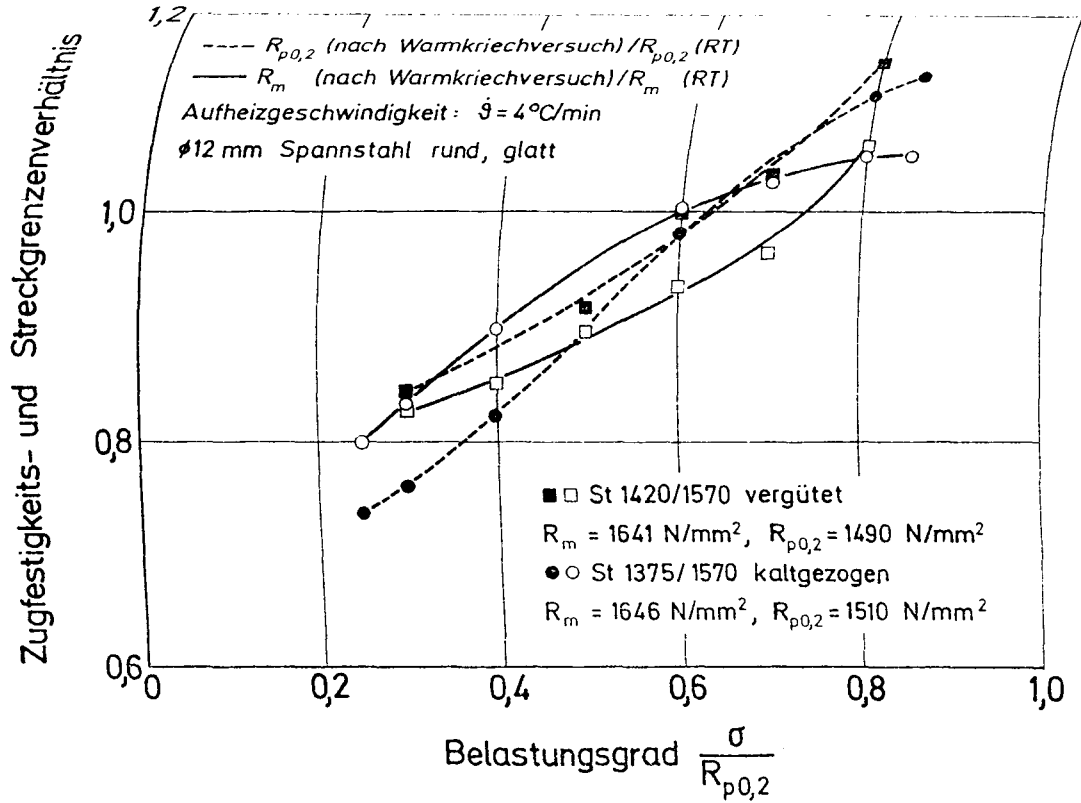


Bild 48: Restfestigkeit von Spannstahl vergütet und kaltgezogen in Abhängigkeit der aufgetragenen Belastung

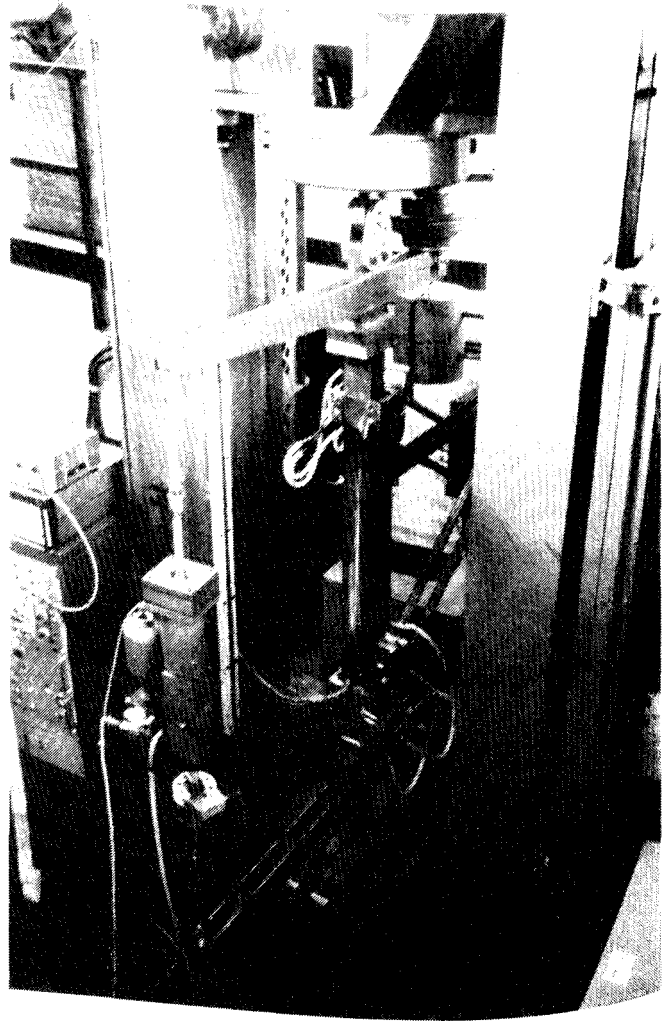


Bild 49: Versuchseinrichtung für Zug/Biege- und Druck/Biegeversuche

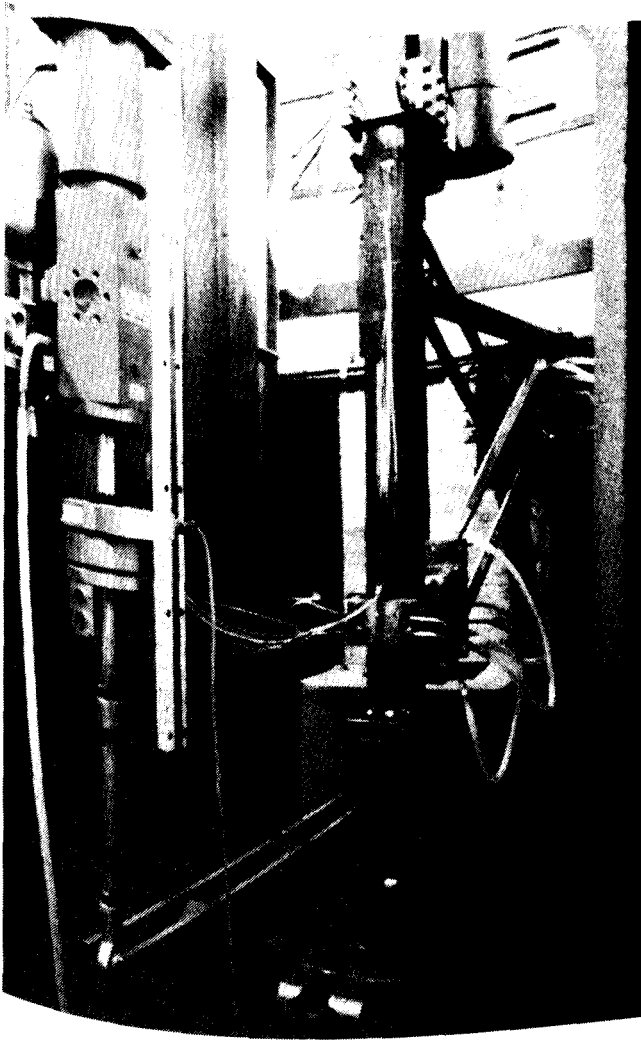


Bild 50: Versuchseinrichtung für Zug/Biege- und Druck-Biegeversuche

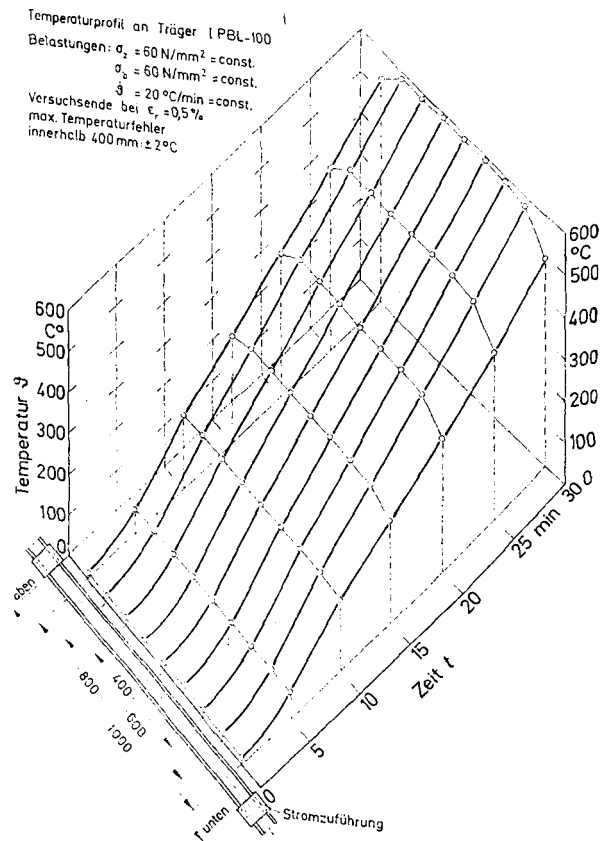


Bild 51: Temperaturprofil an Normprofilprobe IPBL 100
 im Warmkriechversuch bei kombinierter Belastung

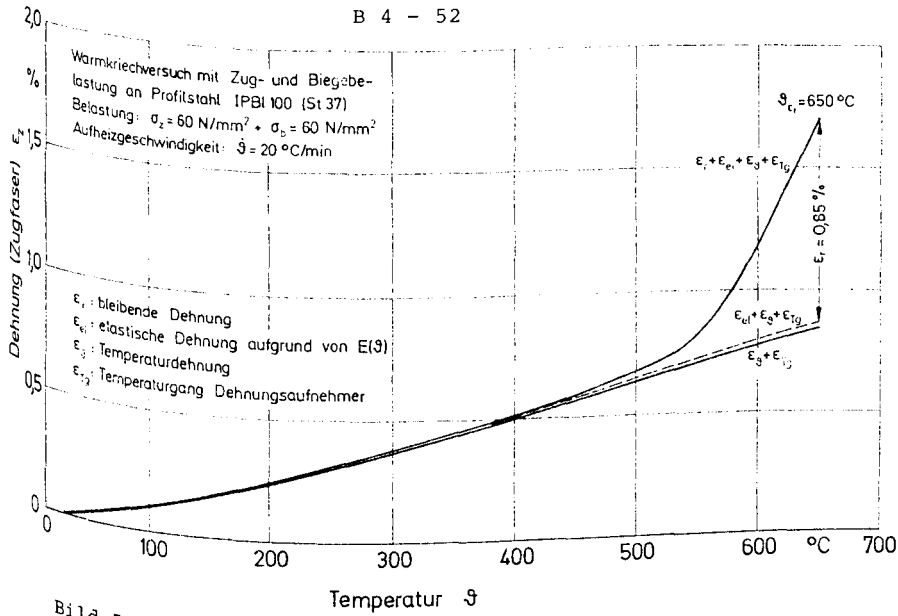


Bild 52: Gesamtdehnungs-Temperaturkurve für Normprofilprobe IPBL 100 bei kombinierter Zug/Biegebeanspruchung im Warmkriechversuch

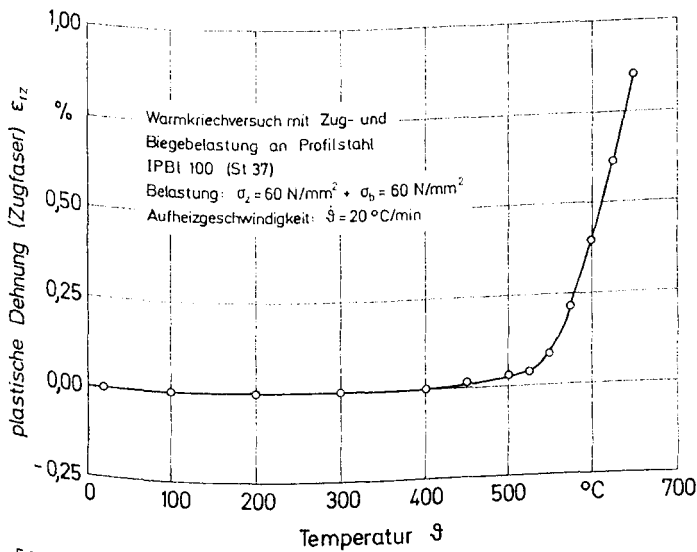


Bild 53: Plastische Dehnungs-Temperaturkurve für Normprofilprobe IPBL 100 bei kombinierter Zug/Biegebeanspruchung im Warmkriechversuch

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 5 - Hochtemperatur-Verbundverhalten von
Beton- und Spannstählen

Beteiligte Wissenschaftler:

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Dr.-Ing. J. Neisecke

Dipl.-Ing. H. Budelmann

Dipl.-Ing. H. Sager

Arbeitsbericht für den Zeitraum: 1981 - 1983

Bezug: Förderungsantrag 1983, S. 141

	Seite
1. Stand der Erkenntnisse	B 5 - 2
2. Aufgabenstellung und Ziele	B 5 - 3
3. Untersuchungsmethodik	B 5 - 3a
3.1 Allgemeines	B 5 - 3a
3.2 Versuchsparameter	B 5 - 4
3.3 Temperatur-Zeitverläufe im Versuch	B 5 - 4
3.3.1 Instationäre Aufheizung mit Vorlast	B 5 - 5
3.3.2 Ausziehversuche bei stationärer Temperatur	B 5 - 5
3.3.3 Verbundkriechuntersuchung	B 5 - 6
3.4 Beschreibung der Versuchsanordnung	B 5 - 7
4. Untersuchungsergebnisse	B 5 - 7
4.1 Zum Einfluß der Betondeckung auf das Verbundverhalten	B 5 - 12
4.2 Der Einfluß der Stabanordnung auf das Verbundverhalten	B 5 - 13
4.3 Zum Einfluß der Betongüte auf das Verbundbruchverhalten	B 5 - 14
4.4 Restfestigkeiten des Verbundes	B 5 - 16
4.5 Verbundkriechen	B 5 - 16
4.5.1 Instationäres Verbundkriechen	B 5 - 20
4.5.2 Isothermisches Verbundkriechen	B 5 - 20
5. Zusammenfassung und Ausblick	B 5 - 23
6. Literatur	B 5 - 24

1. Stand der Erkenntnisse

Das Teilprojekt B 5 befaßt sich mit der Untersuchung des Verbundverhaltens von Beton- und Spannstählen unter hohen Temperaturen.

Im ersten Untersuchungsabschnitt wurde anhand des zentrischen Ausziehversuchs das grundsätzliche Last-Verschiebungsverhalten von Betonrippenstählen untersucht. Die Ergebnisse für Rippentorstahl \emptyset 16 mm sind in der Veröffentlichung [1] zusammengefaßt. Auf der Basis dieser Ergebnisse konnten erste Sicherheitsbetrachtungen für den Brandfall angestellt werden. Dabei stand die Gleitbruchsicherheit gerader Stabverankerungen im Vordergrund. Die unter stationärer Temperatur gewonnenen Beziehungen zwischen Last und Stabendverschiebung können ebenso wie bei Raumtemperatur in der Form $\tau(\vartheta)/\beta_w(\vartheta) = f(\Delta(\vartheta))$ dargestellt werden. Das temperaturabhängige Grundgesetz läßt sich in der Form $\tau/\beta_w(\vartheta) = a + b\Delta(\vartheta)^c$ bestimmen, wobei 'a' den Haftwiderstand und $b\Delta(\vartheta)^c$ den Scherwiderstand in auf die Druckfestigkeit normierter Form angibt. Mit diesen Gesetzmäßigkeiten lassen sich Verankerungslängen und deren Sicherheit gegen Gleitbruch für hohe Temperaturen bestimmen.

Weitere neuere Erkenntnisse auf dem Gebiet der Hochtemperaturverbundforschung liegen außerhalb des SFB noch von Schneider/Diederichs [2] und Diederichs [3] sowie von Royles/Morley und Khan [4] und von Hertz [5] vor. Schneider/Diederichs [2] untersuchen den Einfluß der Stahlart auf das Verbundverhalten bei hohen Temperaturen. Sie zeigen auf, daß die Verbundfestigkeit, ermittelt im Ausziehversuch unter hohen Temperaturen, im gleichen Maße absinken wie die Druckfestigkeit des Betons. Sie weisen außerdem nach, daß die Versagenstemperaturen bei instationären Verbunduntersuchungen unter konstanten Lasten geringer sind als die kritischen Temperaturen der instationären Betonkriechuntersuchungen.

Diederichs [3] weist in seiner Arbeit nach, daß die Änderungen des Verbundverhaltens im Hochtemperaturbereich durch Änderungen des Festigkeits- und Verformungsverhaltens des Betons bestimmt ist, wobei der thermischen Dehnung eine entscheidende Bedeutung zukommt. Außerdem tritt bei der Bestimmung der Verbundgrundgesetze im Hochtemperaturbereich durch die unterschiedliche thermische Dehnung zwischen Stahl und Beton ein zusätzlicher Parameter auf.

Royles et al [4] untersuchen hauptsächlich den Zusammenhang von Last-Stabendverschiebung und Schallemissionswerten brandgeschädigter Betone und ermitteln auf diese Weise die Restfestigkeit des Verbundes.

Hertz [5] stellt ebenso Verbundrestfestigkeiten für verschiedene Stahlarten und Stabdurchmesser dar. In Abhängigkeit von der Verbundrestfestigkeit gibt Hertz eine Methode zur Bestimmung des Verankerungswiderstandes einer Stabverankerung mit Querbewehrung nach einer Temperaturbeanspruchung an.

2. Aufgabenstellung und Ziele

Die Annahmen für eine rechnerische Bestimmung der Verankerungslänge setzen u. a. voraus, daß der Verbund nicht vorzeitig durch Absprengen der Betonüberdeckung versagt. Diese Voraussetzungen trafen zumindest für den zentrisch einbetonierten Betonstahl IIIU zu, der eine Betondeckung von $5 d_v$ besaß. Hierbei trat das Versagen überwiegend durch Gleitbruch ein.

Für die weitere Untersuchung war es deshalb erforderlich, die Grenzen zwischen Gleit- und Sprengbruch durch Veränderung der Betondeckung zu studieren.

Es interessierten uns in diesem Zusammenhang die Fragen:

- Wie wirken sich geringere Betondeckungen auf das Verbundverhalten aus?
- Tritt bei hohen Temperaturen durch eine geringere Betondeckung ein vorzeitiges Versagen durch Absprengen der Betonschale auf?
- Kann es dadurch zu Situationen kommen, bei denen das Verhältnis zwischen Verbundbruchspannung und zulässiger Verbundspannung kleiner als 1 wird?

Wie in [1] für Betonstahl IIIK dargestellt wurde, ergibt sich aus der instationären Verbundkriechuntersuchung eine eindeutige lastabhängige Grenze für das Gleit- und Sprengbruchversagen. Die hier vorgestellten Untersuchungen wurden mit Betonstahl IIIU durchgeführt, jedoch mit dem Hauptziel der Klärung des Verbundkriechverhaltens unter isothermischen und instationären Bedingungen.

3. Untersuchungsmethodik

3.1 Allgemeines

Dem Teilprojekt B 5 stehen für die Hochtemperaturverbunduntersuchungen zwei Versuchsanlagen zur Verfügung. Während die vom Institut erstellte Anlage nur Untersuchungen an zentrischen Ausziehkörpern zulässt, eignet sich die neu erstellte Auszieh-anlage auch zur Untersuchung von exzentrischen Verbundproblemen sowie von Doppelstäben und den im Stahlbetonbau üblichen Verankerungsarten (eine kurze Beschreibung der neuen Auszieh-anlage ist in Abschn. 3.4 zu finden).

3.2 Versuchsparameter

Die Versuchsparameter sind in Bild 1 zusammengestellt.









Stahlart	:	— Spannstahl \emptyset 7,5	
		1570/1770 $f_R=0,008$	
		— Betonrippenstahl \emptyset 16	
		III U $f_R=0,08$	
Betongüte	:	— B 25	
		— B 55	
Zuschlag	:	überwiegend quarzitisch	
Zement	:	PZ 35 F	
Betondeckung	:	— III U	1,0 d _v 
			2,0 d _v   
			5,0 d _v 
		— SpSt.	2,5 d _v 
			3,7 d _v 
			10,0 d _v 
Lagerung	:	20°C/65%r.F.	

Bild 1: Versuchsparameter

Untersucht wurden zwei verschiedene Stahllarten, Spannstahl $\emptyset 7,5$ mit einer bezogenen Rippenfläche von $f_R = 0,008$ und Betonrippenstahl IIIU $\emptyset 16$ mit einer bez. Rippenfläche von $f_R = 0,08$. Es wurden Versuchskörper mit zwei unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten B 25 und B 55 hergestellt. Der Zuschlag war überwiegend quarzitisches; es wurden Grubensande und Kiese aus natürlichen Vorkommen des Harzvorlandes verwendet. Der Zement war ein PZ 35 F mit einer Normdruckfestigkeit von rd. 42 N/mm^2 . Die untersuchten Betondeckungen waren beim Betonstahl IIIU $1 d_v$, $2 d_v$ und $5 d_v$ und beim SpSt $2,5 d_v$, $3,7 d_v$ und $10 d_v$, somit ergaben sich für beide Stahllarten nahezu die gleichen Abmessungen der Betondeckung in cm. Die Versuchskörper der zentrisch betonierten Stäbe ($5 d_v$, $10 d_v$) waren Zylinder mit einem Durchmesser von rd. 19 cm, die der exzentrisch betonierten Stäbe waren Würfel mit einer Kantenlänge von 20 cm für den IIIU und von 15 cm für den Spannstahl. Die Stäbe waren auf der Diagonalen angeordnet.

Zusätzlich wurden Untersuchungen mit Doppelstäben IIIU durchgeführt. Diese waren auf den Diagonalen angeordnet und hatten eine Betondeckung von $2 d_v$. Ergänzt wurden diese Untersuchungen durch Einzelstabanordnung auf der Seitenmittellinie mit ebenfalls $2 d_v$ Betondeckung.

Die Verbundlänge betrug jeweils $5 d_v$, die verbundfreie Vorlänge war beim IIIU $5 d_v$ und beim Spannstahl $10 d_v$. Die Versuchskörper besaßen keine Querbewehrung. Die Versuchskörper wurden nach sieben Tagen Feuchtlagerung in der Schalung bis zum Versuch bei 20°C und 65 % r.F. im Klimaraum gelagert.

3.3 Temperatur-Zeitverläufe im Versuch

Folgende zeitliche Verläufe der Temperatur wurden für die Versuche gewählt:

3.3.1 Instationäre Aufheizung mit Vorlast

Die Versuchskörper bzw. der Bewehrungsstab wurde bei Raumtemperatur belastet. Die Last war eine Versuchsvariable und wurde als Teil der Verbundbruchlast bei Raumtemperatur gewählt. Dann wurde der Versuchskörper unter konstant gehaltener Last bis zum Versagen des Verbunds erwärmt. Dieser Temperatur-Zeitverlauf simuliert die Verhältnisse eines Bauteils im Brandfall.

3.3.2 Ausziehversuch bei stationärer Temperatur

Der unbelastete Versuchskörper wurde zeitlinear auf eine gewählte Temperatur, die eine Versuchsvariable darstellt, aufgeheizt. Nachdem diese Temperatur auch in der Verbundzone erreicht war, wurde der Bewehrungsstab bis zum Versagen des Verbundes belastet. Diese Versuchsart ist ein isothermischer Ausziehversuch. Sie erlaubt den unmittelbaren Vergleich mit dem Verbundverhalten bei Raumtemperatur und macht den Einfluß der Temperatur allein auf das Verschiebungsverhalten und auf die Verbundfestigkeit sichtbar. Weiterhin simuliert diese Versuchsart jene Verhältnisse im Brandfall, bei denen mäßig oder nicht beanspruchte Verankerungen bzw. Verbundbereiche durch brandbedingte Schnittkraftumlagerungen belastet werden.

3.3.3 Verbundkriechuntersuchungen

Der Versuchskörper wurde bei Raumtemperatur belastet und unter konstanter Last einem Temperaturzyklus unterworfen. Variiert wurden die Lasthöhe und die maximale Temperatur sowie die Temperatureinwirkungszeit. Versuche, bei denen nach Erreichen des Temperaturniveaus belastet wird, sind vorgesehen. Diese Versuche liefern Aussagen für das isothermische stationäre Verbundkriechen.

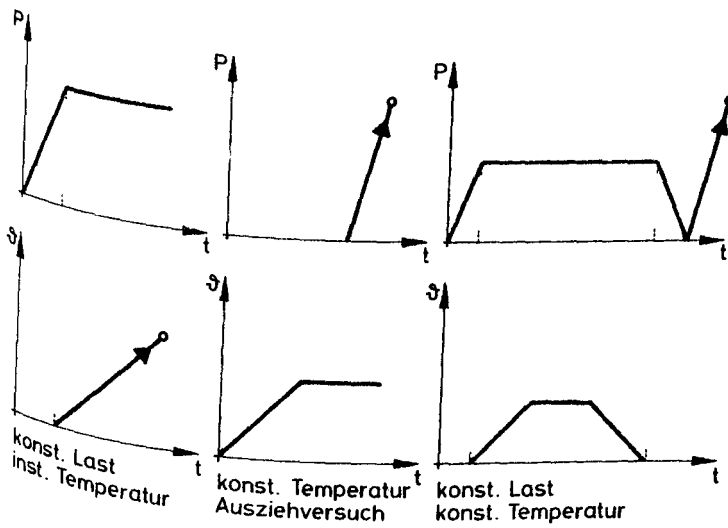


Bild 2: Last-Temperatur-Zeitgeschichten der Verbunduntersuchungen

3.4 Beschreibung der Versuchsanlage

Die Versuche an den exzentrisch betonierten Stäben wurden in der neu erstellten Ausziehanlage durchgeführt. Der Aufbau der Anlage ist in Bild 3 schematisch dargestellt.

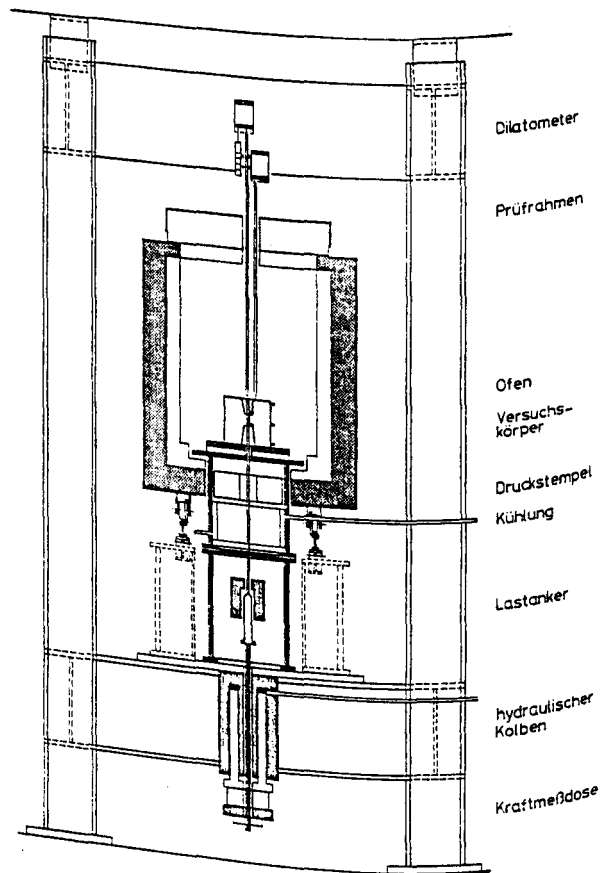


Bild 3: Ausziehanlage

Die Last wird durch einen Hohlkolben aufgebracht; zwischen Hohlkolben und Zugstabverankerung sitzt die Kraftmeßdose. Der Betonstahl wird im Druckstempel an das Lastsystem angekoppelt. Der Druckstempel ist zweiteilig. Das Unterteil ist auseinanderfahrbar, so daß hier die Kopplung der Stäbe ungehindert durchgeführt werden kann. Das Oberteil ist vertikal verschieblich und enthält eine Kühleinrichtung. Während des Ausziehversuchs wird der Ofen nicht belastet.

Durch eine Dreizonenheizregelung wird der Versuchskörper gleichmäßig aufgeheizt.

Die Temperatur wird an der Oberfläche und in der Verbundzone bestimmt. Die unterschiedlichen Dehnungen zwischen Stahl und Beton und die Verschiebungen des Stahls werden von zwei Quarzstäben auf ein Parallel-lenkersystem übertragen und mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen.

4. Untersuchungsergebnisse

4.1 Zum Einfluß der Betondeckung auf das Verbundverhalten

Bild 4 gibt einen Überblick über den Einfluß der Betondeckung auf das Verbundverhalten. Dargestellt sind die Versuchsergebnisse von Betonrippenstahl $\varnothing 16$ mm in Beton hoher Festigkeit, B 55.

Es wurden drei unterschiedliche Betondeckungen untersucht, nämlich $1,0 d_v$, $2,0 d_v$ und $5,0 d_v$. Dargestellt ist der Last-Verschiebungsverlauf für 20 °C, 300 °C, 500 °C und 700 °C.

Der Haftspannungsanteil, gekennzeichnet durch die Verbundspannung bis zu einer Stabendverschiebung von 1/1000 mm, ist von der Betondeckung nahezu unbeeinflusst. Mit steigender Temperatur wird der Haftspannungsanteil jedoch geringer und verschwindet ab 500 °C gänzlich. Die Verbundbruchspannungen steigen mit zunehmender Betondeckung an. Dieses von der Überdeckung abhängige Bruchspannungsverhältnis ist bis 300 °C nahezu gleich. Bei 500 °C liegen die Bruchspannungen der zentrischen Stäbe bedeutend höher als die der exzentrischen Stäbe, deren Verbundbruchspannungen nun von der Betondeckung unabhängig sind. Bei 700 °C ist für alle Betondeckungen die gleiche Verbundbruchspannung vorhanden.

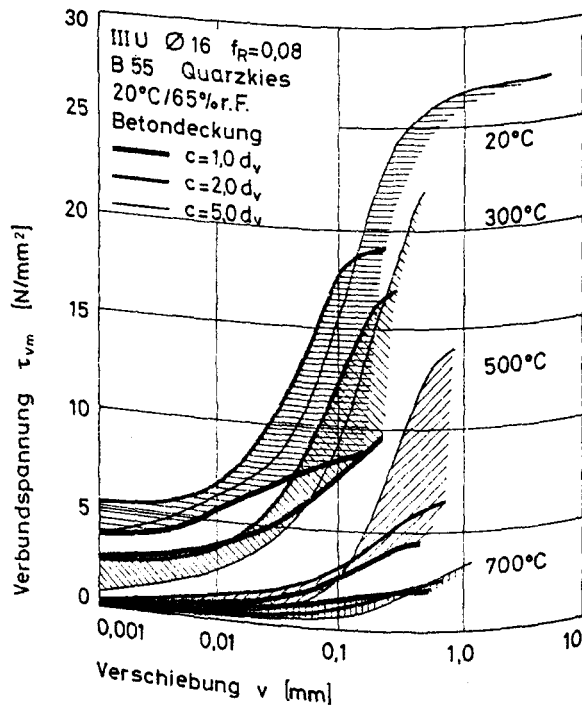


Bild 4: Temperaturabhängige Verbundgesetze für Betonrippenstahl mit unterschiedlichen Betondeckungen

Von der Betondeckung abhängig war die Versagensart. Die zylindrischen Körper mit $5 d_v$ versagten alle durch Gleitbruch. Wie aus Bild 5 zu sehen ist, trat bei $1 \cdot d_v$ -Betondeckung das Versagen durch Absprengen der Betondeckung bei allen Prüftemperaturen auf. Dieses Versagensverhalten zeigten bei $2 \cdot d_v$ -Betondeckung nur Versuchskörper, die bis 200 °C aufgeheizt wurden. Bis 400 °C sind noch deutliche Sprengrisse zu erkennen. Ab 500 °C kann der Sprengrißverlauf zwar noch erkannt werden, bei 700 °C ist eine Unterscheidung nach Spreng- und Temperaturrissen jedoch nur noch schwer möglich.

Einen besseren Überblick über die Abhängigkeit der Verbundbruchspannungen von der Temperatur gibt Bild 6.

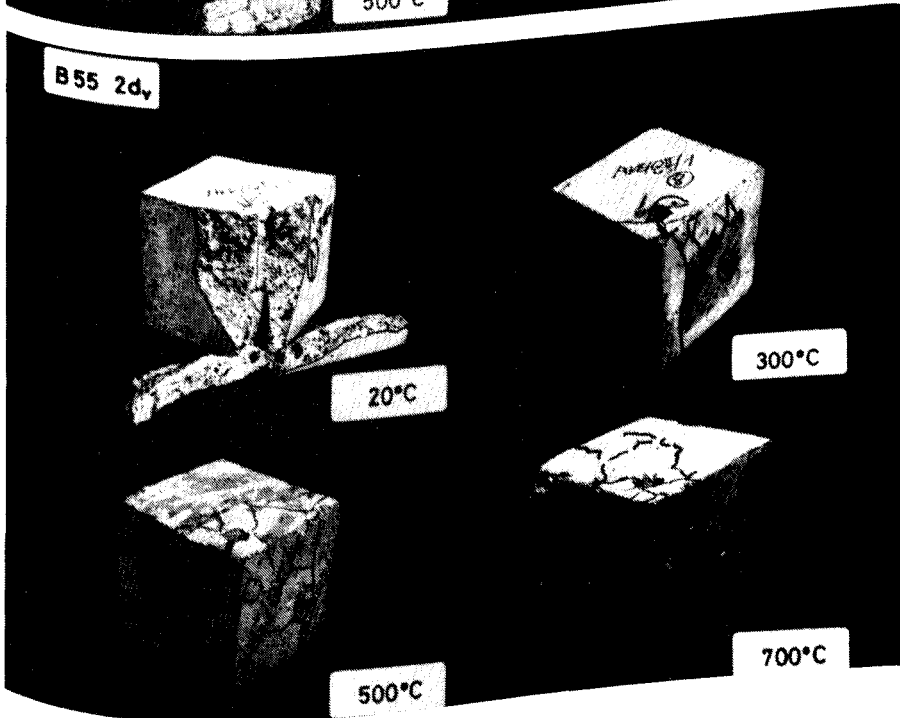
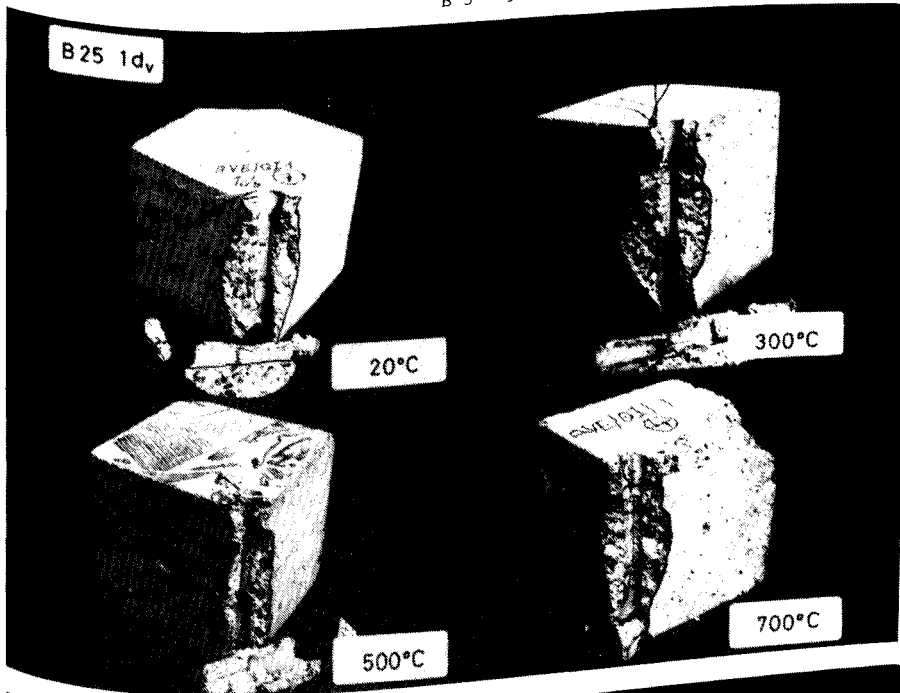


Bild 5: Rißbilder der Versuchskörper

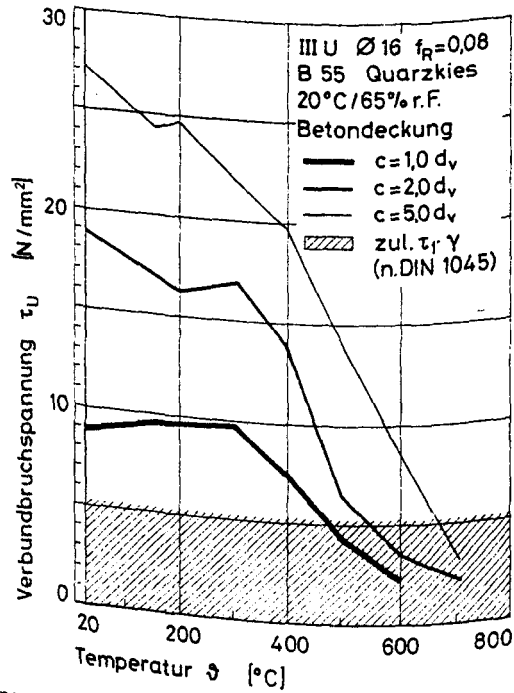


Bild 6: Temperaturabhängige Verbundbruchspannungen bei unterschiedlichen Betondeckungen

Bei Raumtemperatur wurden mit einer Betondeckung von $2 d_v$ nahezu doppelt so große und mit einer Betondeckung von $5 d_v$ die dreifachen Verbundbruchspannungen erreicht wie mit $1 d_v$ Betondeckung. Ab 300 °C nehmen die Verbundfestigkeiten mit steigender Temperatur sehr schnell ab. Bei 500 °C werden mit den geringen, jedoch üblichen Betondeckungen von 1 und $2 d_v$ Verbundspannungen erreicht, die geringer sind als die von DIN 1045 vorgegebenen zulässigen Werte.

Für den Vergleich mit den DIN-Werten wurde τ_1 mit 3,0 N/mm² und der Sicherheitsbeiwert γ mit 1,75 angenommen. Ab 500 °C ist also bei den bauüblichen Verankerungen mit geraden Stabenden mit einem schlagartigen Versagen des Verankerungsbereichs bei einer Laststeigerung durch Umlagerung der Kräfte im Brandfall zu rechnen.

Bild 7 zeigt einen Vergleich der temperaturabhängigen Verbundbruchspannungen von Stählen mit unterschiedlichen Durchmessern und unterschiedlichen bez. Rippenflächen (die Versuchsergebnisse für Spannstahl sind gestrichelt, die für Betonrippenstahl mit durchgezogenen Linien dargestellt).

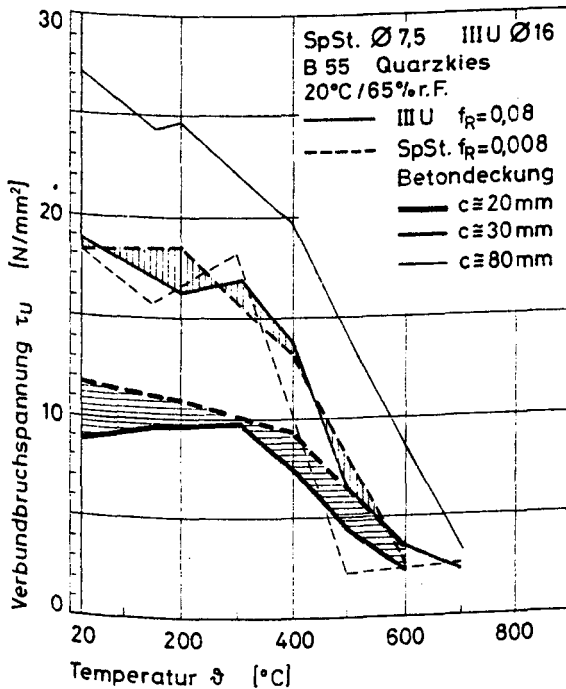


Bild 7: Temperaturabhängige Verbundbruchspannungen von IIIU Ø 16 und SpSt Ø 7,5 bei unterschiedlichen Betondeckungen

Die drei Betondeckungen sind für die beiden Stähle nahezu gleich. Es wurden 20, 30 und 80 mm Betondeckung untersucht. Aus der Darstellung wird deutlich, daß bei einer Betondeckung von 20 und 30 mm für die beiden Stahlarten kein nennenswerter Unterschied im Bruchspannungsverhalten vorhanden ist.

Während jedoch die IIIU-Stähle bei diesen Betondeckungen über den ganzen Temperaturbereich Sprengbrüche verursachten, ergab sich diese Versagensart bei den Spanndrähten nur bei der kleinsten Betondeckung und 20 °C.

Das Last-Verschiebungsverhalten der Spanndrähte unterschied sich jedoch beträchtlich von dem der Rippenstähle. Bei den Spannstählen traten bis 400 °C überwiegend sägezahnartige Last-Verschiebungskurven auf, verursacht von schlagartigen Schlupfzunahmen. Über 400 °C war eine Laststeigerung, wie beim IIIU insgesamt, mit einer kontinuierlichen Schlupfzunahme verbunden.

Aus der Darstellung geht weiter hervor, daß bei den Spanndrähten mit einer Betondeckung von 3,7 d_v (d. h. 30 mm) schon derjenige Bereich erreicht ist, bei dem durch eine Erhöhung der Betondeckung keine Steigerung der Verbundbruchspannungen mehr erzielt werden kann. Die Versuchsergebnisse mit einer Betondeckung von 80 mm gleichen denen mit 30 mm.

4.2 Der Einfluß der Stabanordnung auf die Verbundbruchspannungen

Den Einfluß der Betondeckung auf das temperaturabhängige Verbundverhalten haben die Bilder 4 bis 7 gezeigt. Die Veränderung der Betondeckung wurde durch Verschieben des Bewehrungsstabes auf der Diagonalen eingestellt. Bild 8 zeigt einen Vergleich der Verbundbruchspannungen bei Anordnung des Stabes auf der Diagonalen mit denen auf der Mittellinie und von Doppelstäben auf den Diagonalen. Die Betondeckung betrug in allen Fällen 2 d_v . Die Versuchskörper waren Würfel mit einer Kantenlänge von rd. 20 cm. Die dargestellten Verbundbruchspannungen gelten für einen Betonrippenstahl \varnothing 16 mm mit einer Verbundlänge von 5 d_v .

Aus der Darstellung geht hervor, daß die Anordnung des Bewehrungsstabes die erreichbare Verbundbruchspannung beeinflusst, solange der Beton thermisch nicht zerstört ist. Bei allen drei Stabanordnungen tritt das Versagen schlagartig durch Aufreißen der Betondeckung ein. Bei den Einzelstäben auf der Diagonalen wird dabei die gesamte Ecke der Stäbe parallel zur Seitenfläche. Während bei den Einzelstabanordnungen die Verbundbruchspannungen mit steigender Temperatur nahezu linear absinken, ist bei der Doppelstabanordnung bis 500 °C keine Veränderung der Bruchspannung zu erkennen. Ab 600 °C ist der Beton thermisch so stark zerstört, daß hier die Anordnung eines Bewehrungsstabes im Betonquerschnitt keinen Einfluß auf die Verbundbruchspannung hat. Es werden hier

auch bei 5 d_v Betondeckung nurmehr Verbundbruchspannungen von rd. 5 N/mm² erreicht.

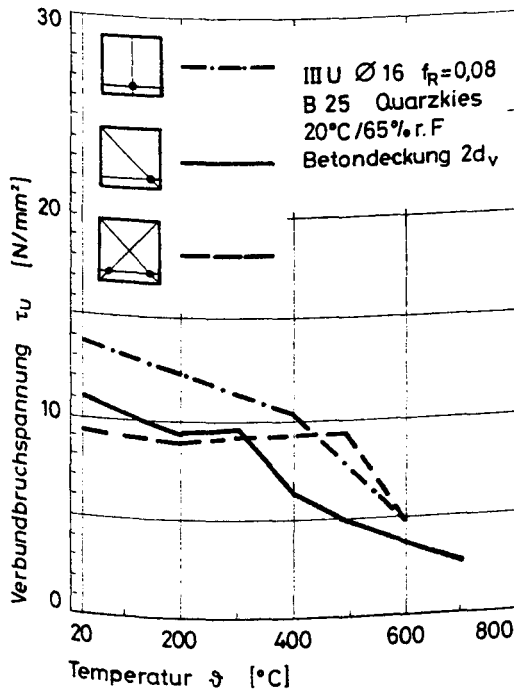


Bild 8: Temperaturabhängige Verbundbruchspannungen bei unterschiedlicher Stabanordnung

4.3 Zum Einfluß der Betongüte auf das Verbundbruchverhalten

Bild 9 zeigt den Einfluß der Betongüte auf das Verbundbruchverhalten. Dargestellt sind die bez. Verbundbruchspannungen τ_u/B_w in Abhängigkeit von der Temperatur.

Aus der Darstellung wird deutlich, daß die Proportionalität zwischen Verbundfestigkeit und Druckfestigkeit auch bei hohen Temperaturen gegeben ist. Es ergeben sich, auf die Betondruckfestigkeit bezogen, für beide Betongüten nahezu die gleichen Verbundbruchspannungen. Insgesamt kann aus der Neigung der Bereiche abgelesen werden, daß die Druckfe-

stigkeiten bei hohen Temperaturen nicht so stark absinken wie die Verbundfestigkeit. Diese Feststellungen gelten gleichermaßen für alle drei Betondeckungen.

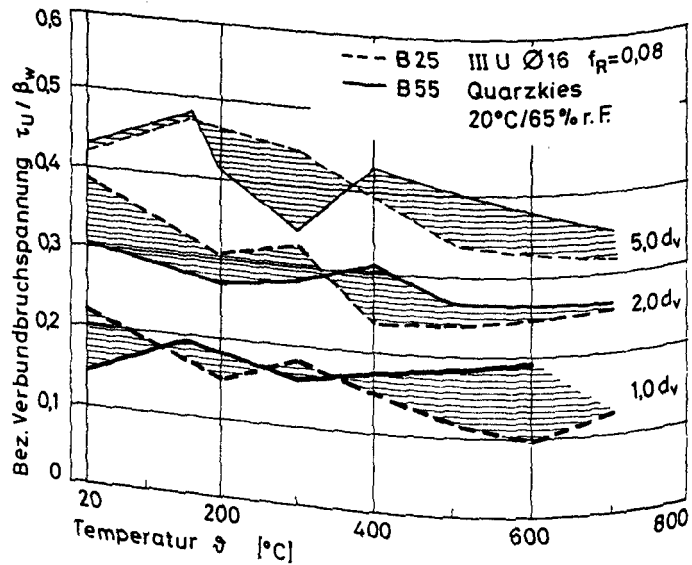


Bild 9: Einfluß der Betongüte auf das Verbundbruchverhalten bei unterschiedlichen Betondeckungen

4.4 Restfestigkeiten des Verbundes

Um den A-Projekten geeignete Verbundgesetze zur Verfügung stellen zu können, wurden die Verbunduntersuchungen bei hohen Temperaturen durchgeführt. Ein direkter Vergleich der so gewonnenen Forschungsergebnisse mit denen anderer Autoren ist jedoch nicht möglich.

Hertz [2] und Royles [3] veröffentlichten bisher nur Ergebnisse über Restfestigkeiten des Verbundes, geprüft nach einer Temperaturbeanspruchung. Die Untersuchungen von Royles wurden mit einem Betonstahl vergleichbar mit einem IIIK Ø 16 mm durchgeführt. Der Beton hatte eine Druckfestigkeit von rd. 35 N/mm², die Verbundlänge betrug rd. 2 d_s . Die Versuchskörper wurden auf eine Prüftemperatur aufgeheizt, dann eine Stunde homogenisiert und im wiedererkalteten Zustand geprüft.

Hertz verwendete einen Stahl IIIU \varnothing 16 mm. Die Betondruckfestigkeit betrug rd. 20 N/mm². Die Prüfung der Restfestigkeit des Verbundes erfolgte mit einem anderen Versuchskörper, der sich zusammensetzt aus einem zylindrischen Betonteil mit einer Höhe von rd. 4,5 d_s und einem Kegestumpf von rd. 3,5 d_s Höhe, über dessen Mantelfläche die Lasten abgetragen werden. Die Verbundlänge beträgt somit rd. 8 d_s. Der Versuchskörper wurde hier auf Prüftemperatur aufgeheizt, 2 Stunden homogenisiert und bei Raumtemperatur geprüft. Die eigenen Versuche wurden mit einem Betonstahl IIIU \varnothing 16 mm, $f_R \approx 0,08$, durchgeführt. Der Beton hatte eine Druckfestigkeit von rd. 30 N/mm². Die Verbundlänge betrug 5 d_s. Die Temperaturstandzeit wurde variiert und betrug 4, 24 und 64 Stunden.

Bild 10 ermöglicht einen Vergleich der Ergebnisse von Hertz und Royles mit den eigenen Untersuchungen der Restfestigkeit. Zusätzlich eingetragen sind die Versuchsergebnisse, die bei hohen Temperaturen gewonnen wurden.

Bei 300 °C ergeben sich bei allen drei Untersuchungen der Restfestigkeit nahezu die gleichen Abminderungen in bezug auf die Bruchlast ohne Temperaturbeanspruchung. Die bei Hochtemperatur ermittelten Werte liegen geringfügig höher.

Bei 400°C liegen die Verbundfestigkeiten bei Hochtemperatur deutlich über den Restfestigkeiten. Außerdem weisen hier die Ergebnisse von Hertz und von Royles die größten Abweichungen auf.

Erst bei 500 °C macht sich die Temperatureinwirkungszeit bemerkbar. Während die ermittelten Restfestigkeiten von Hertz und Royles über den Hochtemperaturfestigkeiten liegen, ergeben die eigenen Untersuchungen geringere Werte mit zunehmender Einwirkungszeit, die sich nach 64 Std. auf rd. die Hälfte reduzieren.

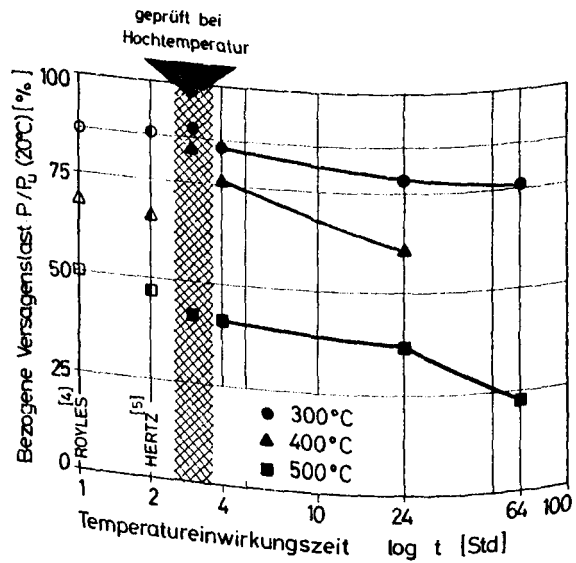


Bild 10: Restfestigkeit des Verbundes nach einer Temperaturbeanspruchung, geprüft bei Raumtemperatur

4.5 Verbundkriechen

4.5.1 Instationäres Verbundkriechen

Ein zweiter Versuchsabschnitt befaßt sich mit der Untersuchung des Hochtemperaturverbundkriechens. Hierbei wird zwischen den instationären und den isothermischen Verbundkriechuntersuchungen unterschieden.

Bei den instationären Untersuchungen wird der Versuchskörper gemäß Bild 2 bei Raumtemperatur belastet und dann bis zum Versagen mit einer Aufheizgeschwindigkeit von rd. 1 °C/min aufgeheizt.

Gemessen wird die Spontanverschiebung $v(o)$ am lastfreien Stabende bei Belastung sowie die Stabendverschiebung $v(\delta)$ in Abhängigkeit von der Temperatur. Die temperaturabhängige Verschiebung muß um den unterschiedlichen Dehnungsanteil zwischen Stahl und Beton, der aus der lastfreien Aufheizung ermittelt wird, reduziert werden. Bezieht man die

Spontanverschiebung $v(o)$ auf die so ermittelte instationäre Kriechverschiebung v_{Ki} , erhält man die Verbundkriechzahl φ_{Ki} für den instationären Temperaturfall.

Die Kriechverschiebung kann dann als von der Last bzw. Spontanverschiebung unabhängig betrachtet werden, wenn für alle Laststufen bzw. Spontanverschiebungen $v(o)$ und für jede Temperatur φ_{Ki} die Kriechzahl φ_{Ki} gleich ist.

Bild 11 zeigt die Versuchsergebnisse der instationären Kriechuntersuchung für einen Betonstahl IIIU \varnothing 16 mm, $f_R = 0,08$. Der Beton hatte eine Druckfestigkeit von rd. 30 N/mm². Dargestellt sind die Stabendverschiebungen v , die Kriechverschiebungen v_{Ki} und die Verbundkriechzahl φ_{Ki} für 5 Laststufen in Abhängigkeit von der Temperatur. Das Lastsymbol am Ende der jeweiligen Kurve kennzeichnet die Temperatur, bei der eine Verschiebungsgeschwindigkeit $\dot{v} = \frac{dv}{dt} = 0,1$ mm/min erreicht wird. Diese Temperatur liegt jeweils rd. 5 °C unter der Versagenstemperatur, bei der jedoch die zugehörige Verschiebung nicht mehr bestimmt werden kann. Außerdem wird durch ein ausgefülltes Lastsymbol ein Gleitbruchversagen dargestellt, ein unausgefülltes Symbol kennzeichnet ein schlagartiges Versagen.

Aus der Darstellung der Kriechzahl φ_{Ki} ist zu ersehen, daß das instationäre Verbundkriechen lastunabhängig ist. Es ergibt sich für alle Laststufen nahezu die gleiche Kriechzahl in Abhängigkeit von der Temperatur. Der Verlauf der Kriechfunktion läßt sich in drei Bereiche einteilen:

- den Primärbereich, bis rd. 150 °C, mit einer progressiven Kriechverschiebungszunahme bei steigender Temperatur. Der Primärbereich endet mit der Entwässerungsphase des Betons bei rd. 150 °C.
- den sekundären Kriechbereich mit einer nahezu konstanten Verschiebungszunahme und
- den tertiären Kriechbereich, der zum Versagen führt. Der Beginn des tertiären Bereichs ist durch das Abzweigen von der einheitlichen Kriechkurve gekennzeichnet.

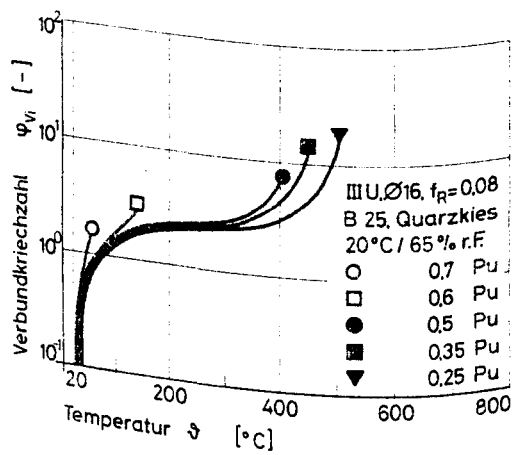
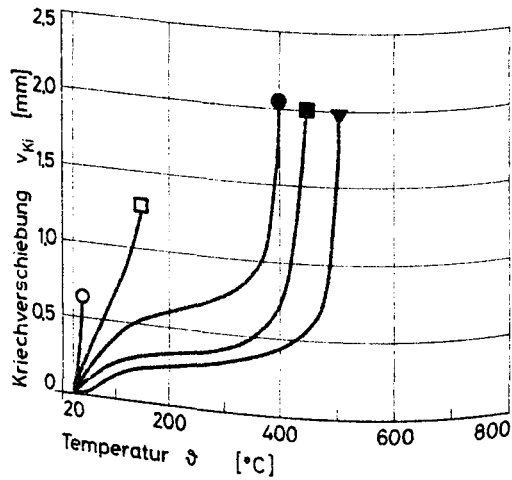
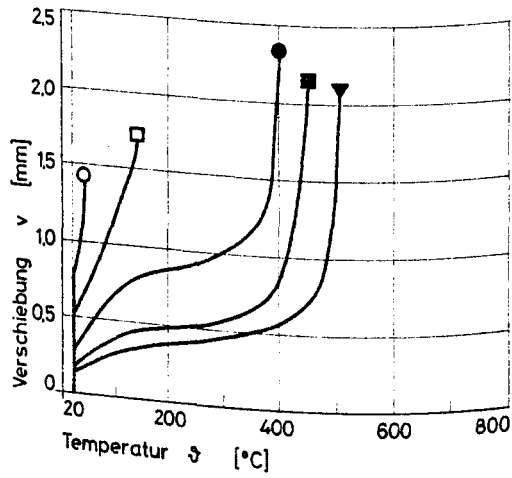


Bild 11:
 Stationäres
 Verbundkriechen

Bei hoher Lastausnutzung entfällt der sekundäre Kriechbereich; die Stabendverschiebungen nehmen nahezu kontinuierlich bis zum Versagen zu. Die Versuchskörper, die mit einer Lastausnutzung von 85 % beansprucht waren, versagten kurz nach Heizungsbeginn durch Kriechbruch.

Bild 12 zeigt die in den Kriechversuchen ermittelten Versagenstemperaturen in Abhängigkeit von der Lastausnutzung. Hier sind die lastabhängigen Versagensbereiche deutlich zu erkennen.

Bei einer Lastausnutzung $P/P_u > 60\%$ tritt schlagartiges Versagen auf. Die Versuchskörper werden beim Betonstahl IIIU jedoch nicht gespalten wie beim IIIK (diese Ergebnisse sind in [1] dargestellt). Bei $P/P_u < 50\%$ tritt das Versagen durch Gleitbruch ein. Erst bei Lastausnutzungen $< 10\%$ tritt Stahlversagen auf. Der Mischbereich ist durch starke Streuungen der Versagenstemperaturen und der Versagensart gekennzeichnet.

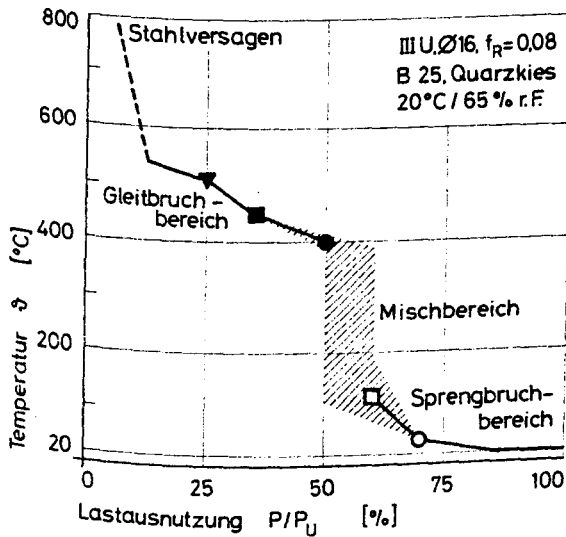


Bild 12: Versagenstemperaturen in Abhängigkeit von der Lastausnutzung des Verbundes

4.5.2 Isothermisches Verbundkriechen

Isothermische Verbundkriechuntersuchungen sind auf zwei Wegen möglich:

- Der Versuchskörper wird bei Raumtemperatur belastet und dann auf die gewünschte Temperatur aufgeheizt, oder
- der Versuchskörper wird auf die Temperatur aufgeheizt und dann belastet.

Die erste Untersuchungsart erbringt Aussagen über die Restkriechfähigkeit nach einer instationären Kriechverformung. Damit ist es möglich, Angaben über die Gesamtverformung eines brandbeanspruchten Bauteils zu machen.

Die zweite Variante erbringt Aussagen über die Temperaturabhängigkeit des stationären Verbundkriechens und ermöglicht so die theoretische Beschreibung des isothermischen Hochtemperaturverbundkriechens.

Die Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen. Hier werden die ersten Ergebnisse dargestellt, die sich aus der Untersuchung des Verbundkriechens nach einer instationären Temperaturbeanspruchung unter konstanten Lasten ergeben.

Über das Verbundkriechen unter stationären isothermischen Bedingungen wird zu späterer Zeit berichtet.

In Bild 13 sind die Kriechverschiebungen v und der Versuchsablauf beispielhaft für eine Temperatur von 400 °C und eine Lastausnutzung von 35 % bezogen auf die Verbundbruchlast im Ausziehversuch bei Raumtemperatur, dargestellt.

Den Hauptanteil der Stabendverschiebung v erbringt erwartungsgemäß das instationäre Kriechen. Nach Erreichen des Temperaturniveaus verringert sich die Stabendverschiebungszunahme kontinuierlich. Vergleicht man die unter stationären Bedingungen gemessenen Stabendverschiebungen mit denen unter gleicher Beanspruchung bei Raumtemperatur ermittelten, so erkennt man, daß die Verschiebungszunahmen nach 1000 Stunden in beiden Fällen nahezu gleich sind. Das Hauptunterscheidungsmerkmal ist die Verschiebungsgeschwindigkeit. Um die unterschiedlichen Kriechgeschwindig-

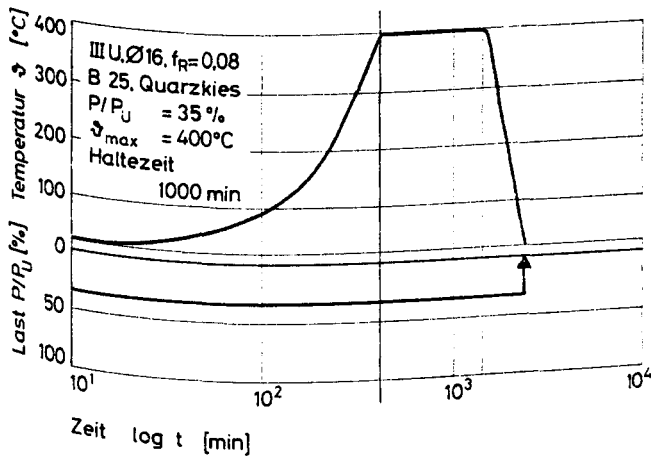
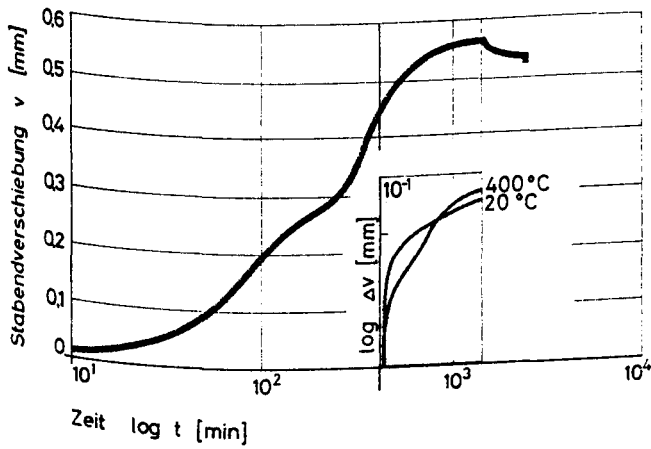


Bild 13: Instationäres und isothermisches Verbundkriechen

keiten deutlicher darzustellen, sind in Bild 14 die Verbundkriechzahlen für stationäres isothermisches Verbundkriechen dargestellt. Hier wurden die Stabendverschiebungen v jeweils auf die Spontanverschiebung $v(o)$ bei Belastung unter Raumtemperatur bezogen. Dargestellt sind die Kriechzahlen φ_{VK} für zwei Laststufen und für drei Temperaturniveaus im doppelt-logarithmischen Maßstab.

Es ergibt sich für die Kriechkurven bei Raumtemperatur ab 100 Minuten nahezu ein geradliniger Verlauf. Aus der Hochtemperaturkriechuntersuchung ergeben sich jedoch leicht gekrümmte Kurven mit einer größeren Steigung. Somit müssen für die Hochtemperaturuntersuchungen andere Kriechfunktionen angesetzt werden als für das Verbundkriechen bei Raumtemperatur.

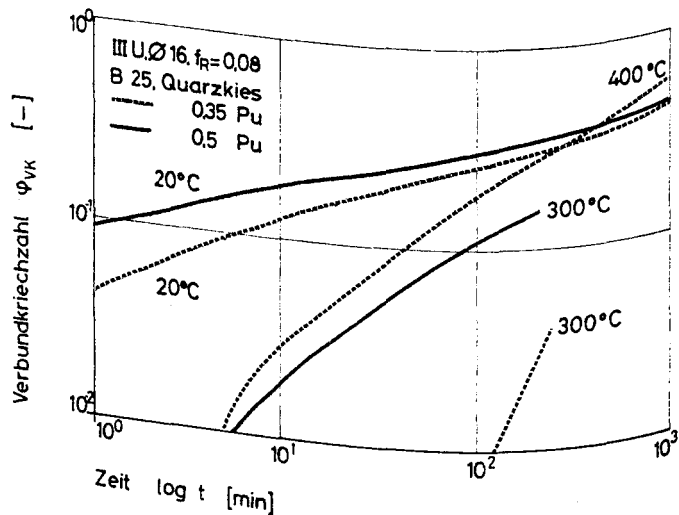


Bild 14: Abhängigkeit der Verbundkriechzahl von der Zeit, der Lastausnutzung und der Temperatur

5. Zusammenfassung und Ausblick

Die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen unter Brandbeanspruchung wird ebenso wie unter Raumtemperatur durch die Zuverlässigkeit des Verbundes zwischen Beton und der darin eingebetteten Bewehrung beeinflusst.

Der Verbund - als Ausdruck der Kraftübertragung vom Bewehrungsstab auf den Beton - beruht bei gerippten Stäben im wesentlichen auf dem Scherwiderstand der von den Stahlrippen eingeschlossenen Betonkonsolen. Da hohe Temperaturen die Zug- und Druckfestigkeit des Betons verringern, ist hierdurch auch ein Einfluß auf das Verbundverhalten bzw. auf die Versagensart

- Gleitbruch (Abscheren der Betonkonsolen),
- Sprengbruch (Absprengen der Betonüberdeckung)

sowie auf die damit einhergehenden Verformungen zu erwarten.

Hauptziel dieses Untersuchungsabschnittes war deshalb die Klärung des Einflusses der Betondeckung auf das Verbundbruchverhalten. Ergänzt wurden diese Untersuchungen durch instationäre Verbundkriechuntersuchungen. Auch hier konnte, wie schon beim Betonstahl IIIK, ein deutlicher Grenzbereich zwischen Gleit- und Sprengbruch festgestellt werden.

Abschließend wurden erste Ergebnisse des isothermischen Verbundkriechens dargestellt. Die dargestellten Hochtemperaturkriechzahlen weisen für die untersuchten Lastausnutzungen und Temperaturbereiche auf unterschiedliche Kriechfunktionen hin.

Die Untersuchungen des Verbundverhaltens werden mit dem Studium der im Betonbau üblichen Verankerungsarten Haken, Winkelhaken und Schlaufen abgeschlossen.

Durch theoretische Ergänzungen der an kurzen Verbundlängen ermittelten Gesetzmäßigkeiten soll die Übertragung der Verbundgesetze auf Bauteile ermöglicht werden.

6. Literatur

- [1] Rostásy, F.S.; Sager, H.: "Zum Einfluß hoher Temperatur auf das Verbundverhalten von Betonrippenstählen". Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 11 u. 12, 1982.
- [2] Diederichs, U.; Schneider, U.: "Bond strength at high temperatures". Magazine of Concrete Research: Vol. 33, No. 115, June 1981.
- [3] Diederichs, U.: "Untersuchung über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen". Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981.
- [4] Royles, R.; Morley, P.D.; Khan, M.R.: "The behaviour of reinforced concrete at elevated temperatures with particular reference to bond strength". 'Bond in Concrete', herausgegeben von P. Bartos, Applied Science Publishers, London, 1982.
- [5] Hertz, K.: "The anchorage capacity of reinforcing bars at normal and high temperatures". Magazine of Concrete Research: Vol. 34, No. 121, December 1982.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 6: Veränderung der Struktur und der
Eigenschaften des Zementsteins infolge
Einwirkung erhöhter Temperatur

beteiligte Wissenschaftler: Prof. Dr. -Ing. I. Odler
Dr. -Ing. S. A. Maula

Arbeitsbericht für den Zeitraum: 1981 - 1983

Bezug: Förderungsantrag 1983 S. 153

<u>Inhaltsverzeichnis</u>		Seite
1. Einleitung		B 6 - 2
2. Aufgabenstellung und Ziele		B 6 - 2
3. Versuchsparameter und Untersuchungs- methodik		B 6 - 3
4. Untersuchungsergebnisse		B 6 - 6
4.1 Chemische und mineralogische Veränderungen		B 6 - 6
4.2 Festigkeit		B 6 - 10
4.3 Strukturelle Veränderungen		B 6 - 15
4.4 Dilatometrische Messungen		B 6 - 19
5. Zusammenfassung		B 6 - 21

1. Einleitung

Von einem mit zementgebundenen Baustoff kann nicht ohne weiteres Feuerfestigkeit erwartet werden. Bei Einwirkung erhöhter Temperatur auf Beton wird einerseits das Wasser ausgetrieben, dem die aus dem Zement entstandenen Hydratationsprodukte ihre Festigkeit verdanken, und andererseits durch Dilatationsunterschiede zwischen Zuschlagstoffen und Zementstein das Gefüge des Baustoffes zerstört.

Die weite Ausbreitung des Betons im Wohn- und Industriebau macht genaue Kenntnisse über die Veränderung seiner Festigkeit bei höheren Temperaturen notwendig. Untersuchungen über die Beständigkeit von Beton bei hohen Temperaturen wurden in zahlreichen Arbeiten seit Beginn dieses Jahrhunderts durchgeführt. Trotzdem sind noch viele Fragen über das Verhalten von Beton bei Wärmeeinwirkung offen. Besonders über die Möglichkeit der Verbesserung der Feuerbeständigkeit des Betons durch Verwendung von geeigneten Bindemitteln und oder geeigneten Zuschlagstoffen bestehen bis jetzt keine klaren Aussagen.

2. Aufgabenstellung und Ziele

Beton ist ein heterogener Werkstoff mit mehreren Komponenten unterschiedlicher chemischer und mineralogischer Beschaffenheit. Außerdem kann Beton in seiner Zusammensetzung große Unterschiede haben. Zu nennen sind in dieser Hinsicht die verschiedenen in der Praxis verwendeten Zuschlagstoffe bzw. Zementarten. Deshalb sind die bei Wärmeeinwirkung auftretenden Einflüsse und Reaktionen in dem Werkstoff Beton zahlreich, sodaß eine pauschale Beurteilung ohne differenzierte Untersuchungen an den einzelnen Betonkomponenten keine klare Aussage über das Verhalten des Betons bei höheren Temperaturen zuläßt.

Das Teilprojekt B 6 befaßt sich hauptsächlich mit der Untersuchung des Zementsteins als dem Teil, der für die Festigkeitsentwicklung des Betons verantwortlich ist. Die durchzuführenden Arbeiten sollen zum Ziel haben, die durch die Einwirkung von hohen Temperaturen bedingten Verhaltensänderungen des Zementsteins darzulegen. Durch röntgen-, struktur- und thermoanalytische Meßmethoden soll der Mechanismus der Beeinflussung durch die Temperatur charakterisiert werden. Dabei sind drei Fragenkomplexe zu klären:

- die durch der Einwirkung erhöhter Temperatur bedingten Veränderungen des mineralogischen und strukturellen Aufbaus des Zementsteins,
- der Einfluß der mineralogischen Zusammensetzung des Zements auf das Hochtemperaturverhalten des Zementsteins,
- der Einfluß des Wassers auf den dehydratisierten Zementstein nach der thermischen Beanspruchung.

Die Untersuchungsergebnisse sollen dazu dienen, grundsätzliche Klärung der temperaturbedingten Festigkeitsänderungen zu erzielen, sodaß man Rückschlüsse auf den Einfluß von hohen Temperaturen auf Beton im Brandfall ziehen kann.

3. Versuchsparameter und Untersuchungsmethodik

Die durch Einwirkung hoher Temperaturen bedingten Veränderungen des mineralogischen und strukturellen Aufbaus des Zementsteins haben zweifelsohne Materialeigenschaftsveränderungen zur Folge. Hierzu gehören eine Reihe von physikalischen Eigenschaften des Zementsteins, wie Festigkeit, Porosität bzw. Porengrößenverteilung, Volumenveränderung und Gasdurchlässigkeit. Eigenschaften von großer technischer Bedeutung, die für die Beurteilung von Beton-

bauteilen bei Einwirkung eines Feuers von entscheidender Rolle sind. Auch die Wirkung von Wasser bzw. Wasserdampf auf die Eigenschaften von Zementstein nach einer thermischen Beanspruchung ist von großer praktischer Bedeutung, hierbei ist an die Löscharbeiten bei der Brandbekämpfung zu denken.

Die chemische und mineralogische Beschaffenheit der bei dem Hydratationsprozeß gebildeten Hydrate ist von der Art und Zusammensetzung des verwendeten Zementes abhängig. Dementsprechend muß damit gerechnet werden, daß auch die nach einer thermischen Beanspruchung entstandenen Produkte und deren Eigenschaften von der Art des Ausgangszementes abhängig sind.

Im Rahmen der Arbeit wurden deshalb die Phasen- und Strukturveränderungen des hydratisierten Zementsteines und die damit verbundenen Veränderungen seiner physikalischen Eigenschaften in Abhängigkeit von der Temperatur und Bindemittelart untersucht. Die Untersuchungen wurden neben Portlandzement auch an Traßzement (25 Gew.-% Traßanteil) und an Schlackenzementen mit verschiedenen Hüttensandanteilen (25, 50 und 75 Gew.-% Hüttensandanteil) durchgeführt. Die Zemente wurden im Labor aus dem selben Klinker durch Zugabe der Traß- und Hüttensandanteile hergestellt. Gemahlen wurden die Zemente auf eine Feinheit von $3000 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$ (Blaine) und die zugegebene Gipsmenge entsprach einem SO_3 -Gehalt von 3%. Die oxidische Zusammensetzung des verwendeten Portlandklinkers, des Traßes und des Hüttensandes sind in Tafel 1 wiedergegeben.

Ergänzend dazu wurde auch an reinem Tricalciumsilicat gearbeitet als Hauptbestandteil des Portlandklinkers.

Aus den verschiedenen Bindemitteln wurden Pastenprismen von $10 \times 10 \times 60 \text{ mm}$ mit einem W/Z-Verhältnis von 0,26 bei den Schlackenzementen und 0,30 bei den restlichen Binde-

	Oxidische Zusammensetzung in Gew.-%									
	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	S	MnO
PZ-Klinker	67,6	21,8	5,57	1,56	0,85	0,48	1,01	0,22	-	0,85
Schlacke	41,5	32,4	13,1	0,50	8,55	0,46	0,66	0,80	1,57	0,04
Traß	11,9	61,5	14,2	4,38	2,36	1,65	2,76	0,78	-	0,05

Tafel 1: Oxidische Zusammensetzung

mitteln hergestellt. Nach einjähriger Lagerung über Wasser bei einer relativen Feuchte von 100% und $20^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$ Raumtemperatur wurde die Hydratation durch Trocknung bis zur Gewichtskonstanz bei 40°C gestopt.

Da bei natürlichen Bränden je nach der Entfernung vom Brandherd unterschiedliche Temperaturen auftreten, wurde bei den durchgeführten Untersuchungen die Wärmebeanspruchung auf den Temperaturbereich von 40° bis 1000°C ausgedehnt, und zwar unterteilt in 100°C -Stufen. Um die Temperaturgradienten in den Probekörpern klein zu halten und somit Strukturschäden durch Temperaturspannungen möglichst zu vermeiden, wurde eine Aufheiz- bzw. Abkühlgeschwindigkeit von $1^{\circ}/\text{min.}$ gewählt. Die Proben wurden in einem Elektroofen mit der angegebenen Aufheizgeschwindigkeit bis zur gewählten Temperaturstufe aufgeheizt, 12 h bei dieser Temperatur gehalten und schließlich mit $1^{\circ}/\text{min.}$ bis zur Raumtemperatur abgekühlt (acht Prismen je Temperatur). Durch die gewählte Versuchsdurchführung kann angenommen werden, daß die bei der entsprechenden Temperaturstufe ermittelten Materialeigenschaften, insbesondere die Festigkeit, in Beziehung zu den entstandenen Strukturänderungen stehen und nicht durch Schäden in der Makrostruktur des Materials (Risse) verfälscht wurden.

Für die Untersuchung der durch Wasserkontakt (Löscharbeiten, Luftfeuchte) bedingten Rehydratation und die dadurch verursachten mineralogischen und strukturellen Veränderungen wur-

den vier Prismen der stufenweise thermisch beanspruchten Prismen rehydratisiert (12 h in Wasser, dann herausgenommen und 28 Tage bei 100% relativen Feuchte gelagert, bei 40°C bis Gewichtskonstanz getrocknet). An den dehydratisierten und rehydratisierten Proben wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Druckfestigkeit im kalten Zustand
- Differenzialthermoanalyse DTA
- Phasenanalyse (Röntgendiffraktometrie)
- Freier Kalk (Extraktionsmethode)
- Abgebundenes Wasser (Glühverlustbestimmung)
- Porenstruktur (Quecksilberporosimetrie)
- Volumenveränderung (Dilatometrie)

4. Untersuchungsergebnisse

4.1 Chemische und mineralogische Veränderungen

Zu den durch thermische Beanspruchung bedingten chemischen und mineralogischen Veränderungen gehören sowohl Zersetzungsreaktionen als auch Phasenumbildung bzw. Phasenneubildung.

Hydratationsprodukte aller hydraulischen Bindemittel zerfallen bei erhöhter Temperatur, verlieren Wasser und wandeln sich in wasserfreie Phasen um. Die thermische Zersetzung kann entweder in einen engen Temperaturbereich zustande kommen, wenn es sich um ein chemisch relativ einfaches Bindemittelsystem handelt (z.B. abgebundener Gips), oder um einen breiten Temperaturbereich überdecken, wenn es sich um ein Mehrphasensystem handelt, wie dies bei Zementen des Portlandtyps PZ, EPZ, HOZ, TrZ der Fall ist. Zementstein aus solchen Zementen enthält zwar einige gut definierte Hydrate mit engbegrenzten Bereichen einer thermischen Zersetzung, jedoch zersetzen sich deren Hauptbestandteile, die sogenannten CSH-Phasen, die stark variierende stöchiometrische Zusam-

mensetzung haben, in einem sehr breiten Temperaturbereich (Raumtemperatur bis nahe 1000°C).

Um die bei der thermischen Beanspruchung stattfindenden Zersetzungsreaktionen und deren Abhängigkeit von der Art des verwendeten Zementes darzulegen, wurden die hydratisierten Zementproben thermoanalytisch bzw. thermogravimetrisch simultan zwischen 20° und 1200°C mit $2^{\circ}/\text{min}$ untersucht. Wie die in Bild 1 dargestellten Ergebnisse zeigen, findet bei Tricalciumsilicat bis 200°C ausschließlich die thermische Zersetzung der CSH-Phasen statt. Dies wird aber bei den anderen Bindemitteln durch die Zersetzung der Ettringitsreste überlagert. Bei ca. 470°C läuft eine weitere endotherme Reaktion, die der thermischen Zersetzung von Portlandit zuzuordnen ist, ab, deren Stärke von der Bindemittelart abhängig ist. So ist diese für die Menge des gebildeten Portlandits charakteristische Reaktion bei reinem Tricalciumsilicat sehr stark, dagegen bei dem Bindemittel mit 75% Hüttensandanteil schwach. Weitere Entwässerungsvorgänge finden zwischen

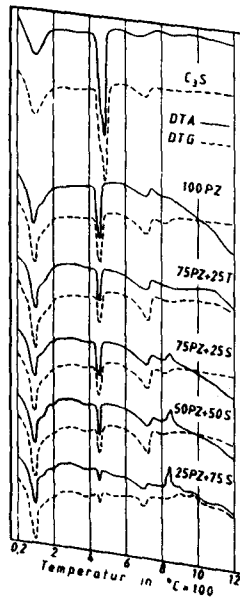


Bild 1: DTA- und DTG-Kurven der hydratisierten Bindemittel

700° und 800°C statt. Diese sind der thermischen Zersetzung von stabileren CSH-Phasen zuzuschreiben. Bei den Schlacken-zementen findet außerdem bei ca. 850° eine exotherme Reaktion statt, die aufgrund der nachfolgenden Röntgenuntersuchungs-ergebnisse auf Rekristallisationsvorgänge und Bildung von Mehllith zurückzuführen ist.

Wie die DTG-Kurven in Bild 1 zeigen, sind alle Zersetzungs-vorgänge im Gegensatz zu den Rekristallisations- und Bild-ungsvorgängen bei den Schlackenzementen mit Gewichtsverlust verbunden, was auf die bei dieser Reaktionen stattfindende Wasserabgabe zurückzuführen ist.

Für die Untersuchung der durch die thermische Beanspruchung bedingten mineralogischen Veränderungen wurde die Phasenzusammensetzung der Proben nach jeder Temperaturstufe mittels der Röntgendiffraktometrie bestimmt. Dabei muß berücksichtigt werden, daß auf diese Weise die Veränderungen der CSH-Phasen - wegen deren nichtkristallinen Charakters - nicht direkt verfolgt werden können.

Temp °C	C ₃ S	100 PZ	75PZ+25T	75PZ+25S	50PZ+50S	25PZ+75S
40	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...
100	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...
400	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...	Ca(OH) ₂ ...
500	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...
600	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...
700	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...
800	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...
900	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...
1000	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...	CaO ...

Peakintensität

- nicht nachweisbar
- + schwach
- ++ mittel
- +++ stark
- ++++ sehr stark

Tafel 2: Phasenänderung in Abhängigkeit von der Temperatur

Wie die in Tafel 2 zusammengefaßten Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie zeigen, erfahren die Proben bis 400° außer der thermischen Zersetzung des Ettringits keine röntgenographisch bestimmbaren Phasenänderungen. Ab 500° setzt bei Tricalciumsilicat gleichzeitig neben der thermischen Zersetzung des Portlandits eine Neubildung von Dicalciumsilicat ein. Dieser Vorgang nimmt mit erhöhten Temperaturen stark zu. Das gleiche gilt für Portlandzement, nur hierbei werden ab 800° weitere Neubildungen von aluminatischen und aluminatisch-ferritischen Phasen stattfinden. Dagegen entsteht bei Traßzement ab 800° außerdem auch noch Gehlenit und bei den Schlackenzementen stattdessen Mehliolith. Beide Phasenbildungen führen zur starken Bindung des durch thermische Zersetzung gebildeten Calciumoxids.

Wie die röntgen- und thermoanalytischen Untersuchungsergebnisse gezeigt haben, hängt die Menge des gebildeten Portlandits bzw. des nach seiner Entwässerung oberhalb 500°C entstandenen Calciumoxids in sehr starkem Maß von der Art des Bindemittels und der Temperatur ab. Um das zu quantifizieren wurde der freie Kalk nach der Extraktionsmethode von Franke bestimmt.

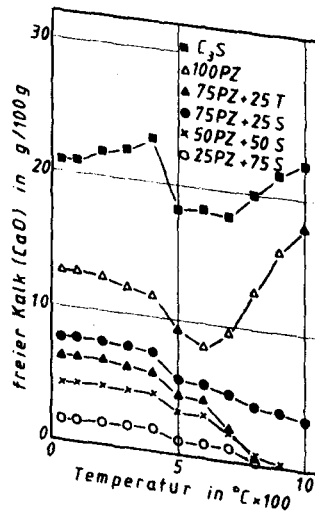


Bild 2: Einfluß der Temperatur auf der Freikalkentwicklung

Wie aus dem quantitativen Verlauf der freien Kalkentwicklung in Bild 2 ersichtlich ist, ändert sich die Menge des freien Kalks bis 400° minimal. Dies kann zu der durch Entwässerungsprozesse bedingten Umstrukturierung in der CSH-Phase zurückgeführt werden. Zwischen 400° und 500° findet insbesondere bei Tricalciumsilicat und Portlandzement eine starke Kalkbindung statt, die durch die Neubildung von Dicalciumsilicat bedingt ist. Ab 600° bzw. 700° findet bei Tricalciumsilicat und Portlandzement mit Zunahme der Temperatur eine starke Freikalkentwicklung statt, was einer weiteren thermischen Zersetzung von CSH-Phasen zugeschrieben werden kann. Im Gegensatz hierzu zeigen die Traß- und Schlackenzemente ab 600° eine starke Kalkbindung, deren Ursache in der Bildung von Gehlenit bzw. Mehlilith zu sehen ist.

4.2 Festigkeit

Daß die Festigkeit auf die aus dem Zement entstandenen Hydratationsprodukte zurückzuführen ist, ist eine bekannte Tatsache. Es ist auch bekannt, daß die durch die Einwirkung erhöhter Temperatur bedingte thermische Zersetzung zu Wasseraustreibung aus dem Bindemittelsystem führt, die in der Regel mit Festigkeitsverlust verbunden ist. Folglich ist der Wasserhaushalt des Zementsteins von entscheidendem Einfluß auf die Festigkeit.

Das gebundene Wasser in Abhängigkeit von der Beanspruchungstemperatur bei dem Dehydrations- und Rehydrationsprozeß wurde durch die Bestimmung des Glühverlustes der Proben ermittelt.

Wie die in Bild 3a dargestellten Ergebnisse zeigen, hängt der Verlauf des Wasserverlusts bei der thermischen Zersetzung in starkem Maß von der Art des Bindemittels ab. Auch der stufenweise Wasserverlust ist aus dem Kurvenverlauf,

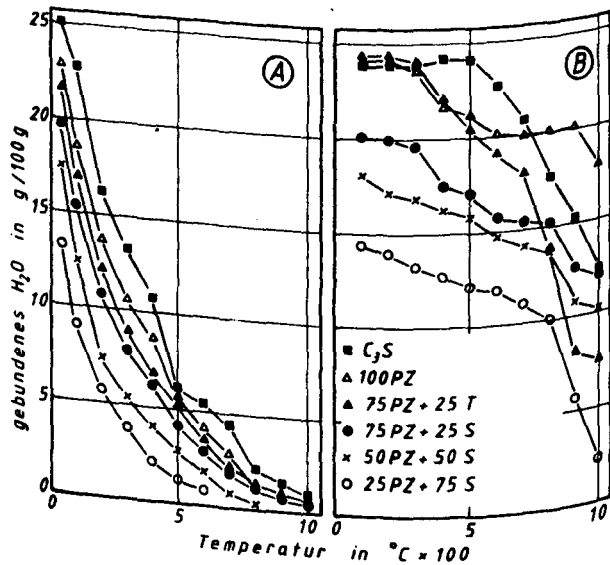


Bild 3: Einfluß der Temperatur auf das gebundene Wasser
 a) nach der thermischen Beanspruchung
 b) dto. + 28tägiger Rehydratation

besonders bei reinem Tricalciumsilicat, zu erkennen. Nach starkem Wasserverlust bei 200°C (Entwässerung der CSH-Phasen) verflacht der Verlauf um sich zwischen 400° und 500°C wieder zu verstärken (Entwässerung von Portlandit). Ein weiterer verstärkter Wasserverlust findet zwischen 700° und 800°C statt (Entwässerung der stabileren CSH-Phasen).

Ebenfalls unterschiedlich für die verschiedenen Bindemittel (Bild 3b) ist der Verlauf des bei dem Rehydratationsprozeß wiedergegebenen Wassers. Der Grund hierfür liegt in der Tatsache, daß je nach dem mineralogischen Aufbau des verwendeten Zementes und der Beanspruchungstemperatur eine unterschiedliche Phasenzusammensetzung in den Proben entsteht. Weisen die bei der thermischen Beanspruchung neugebildeten

Phasen eine sehr schwache Rehydratationsfähigkeit auf, so zeigen diese Proben im Vergleich zu den anderen eine schwache Wasseraufnahme während des Rehydratationsprozesses.

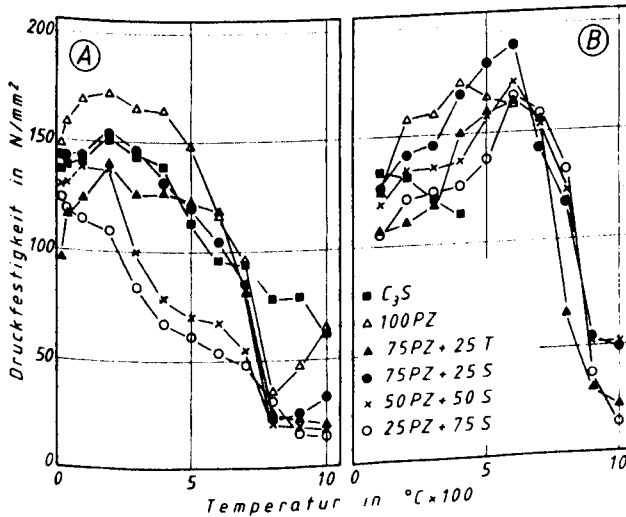


Bild 4: Einfluß der Temperatur auf die Druckfestigkeit
 a) nach der thermischen Beanspruchung
 b) dto. + 28tägiger Rehydratation

In Bild 4a sind die ermittelten Druckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Beanspruchungstemperatur dargestellt. Abgesehen von dem Bindemittel mit 75% Hüttensandanteilen sind für den Verlauf der Festigkeitsentwicklung drei charakteristische Zonen ersichtlich. Eine Anstiegzone bis 300°C , wobei die Festigkeit mit steigender Temperatur zunimmt. Eine Abfallzone zwischen 300° und 800°C in der die Festigkeit mit steigender Temperatur stetig abfällt, aber je nach Bindemittelart in einem sehr unterschiedlichen Maß. Oberhalb 800°C kann die Temperatursteigerung je nach Bindemittelart einen minimalen bis stark erhöhenden Einfluß auf die Festigkeit haben. Dieser

Bereich kann der beginnenden Zone der keramischen Verfestigung zugerechnet werden.

Die Festigkeitsentwicklung durch einen 28tägigen Rehydrationsprozeß ist in Bild 4b wiedergegeben. Wie daraus zu ersehen ist, sind die durch die Rehydratation bedingten Festigkeiten bei den Traß- und Schlackenzementen um so größer, je höher die thermische Beanspruchung war. Oberhalb 600°C nimmt aber die Festigkeit mit Zunahme der Beanspruchungstemperatur ab. Bei reinem Tricalciumsilicat bzw. Portlandzement konnte der Einfluß der Rehydratation nur bis 400° bzw. 600°C verfolgt werden, da die Proben mit höheren Beanspruchungstemperaturen bei Kontakt mit Wasser starken Zerfall durch Rißbildung zeigten. Hierfür ist der hohe Calciumoxidgehalt und das damit verbundene Treiben durch die Umwandlung in Calciumhydroxid verantwortlich.

Aus den Versuchsergebnissen ist ersichtlich, daß die durch thermische Beanspruchung bedingten Festigkeitsänderungen nicht ausschließlich auf Änderungen des im System gebundenen Wassers zurückgeführt werden können. Zur graphischen Darstellung dieser Tatsache wurde in den Bildern 5a und 5b die Druckfestigkeit in Abhängigkeit von dem gebundenen Wasser beim Dehydratations- und Rehydrationsprozeß wiedergegeben.

Wie aus Bild 5a ersichtlich ist, besteht kein linearer Zusammenhang zwischen dem gebundenen Wasser und der Festigkeit. So nimmt zuerst die Festigkeit trotz starken Wasserverlustes je nach Bindemittelart mehr oder weniger zu. Bei hohen Temperaturen (oberhalb 500°C) ist dagegen starke Festigkeitsabnahme nur mit geringen Wasserverlusten verbunden. Bei dem Rehydrationsprozeß sind auch, wie die Ergebnisse in Bild 5b zeigen, höhere Festigkeiten bei wenig gebundenem Wasser festzustellen. So nimmt das durch die Rehydratation gebundene Wasser der bis 400° bzw. 500°C beanspruchten Proben mit steigender Temperatur ab, ihre Festigkeit jedoch zu. Eine Tatsache, deren Ursache aus den durch den Rehydrations-

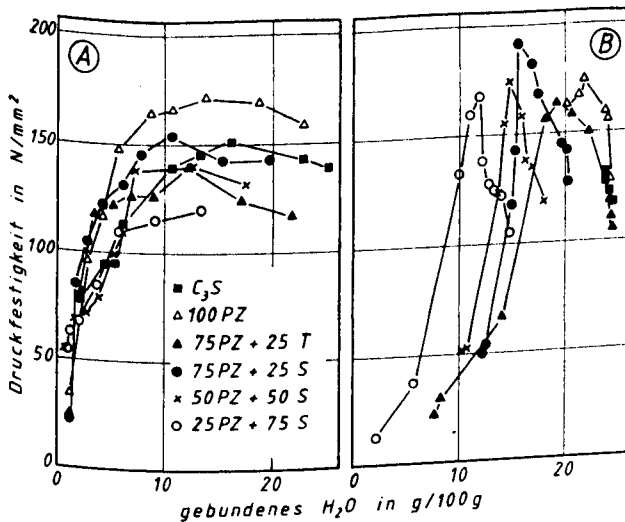


Bild 5: Druckfestigkeit als Funktion des gebundenen Wassers

- a) nach der thermischen Beanspruchung
b) dto. + 28tägiger Rehydratation

prozeß bedingten chemischen und mineralogischen Veränderungen nicht offenkundig wird.

Daß die Zunahme der Festigkeit in der Anstiegszone trotz abnehmenden gebundenen Wassers auf die in Folge der Temperaturerhöhung beschleunigte Hydratation zurückzuführen ist, ist unwahrscheinlich, da nach einjähriger Lagerung bei den untersuchten Proben eine beinahe vollständige Hydratation angenommen werden kann. Die Ursache hierfür kann auch nicht in dem Verdampfen von Porenwasser gesehen werden, sondern liegt vielmehr in dem Entzug eines Teils des chemisch gebundenen Wassers aus den CSH-Phasen, wodurch die stöchiometrische Zusammensetzung dieser Phasen sowie ihre physikalische Beschaffenheit geändert werden. Dadurch wird der Strukturaufbau des Zementsteins beeinflusst und somit seine Festigkeit.

4.3 Strukturelle Veränderungen

Als weiterer Fragenkomplex zur Klärung der Ursachen für die Festigkeitsentwicklung im Zementstein bei Einwirkung hoher Temperaturen ist die Untersuchung der Zusammenhänge zwischen der thermischen Beanspruchung und den dadurch bedingten strukturellen Veränderungen von Bedeutung. Für diesen Zweck wurden bei allen Proben die Gesamtporosität und die Porengrößenverteilung als zwei wichtige Strukturgrößen bestimmt. Bild 6 zeigt die Gesamtporosität der dehydratisierten und rehydratisierten Proben als Funktion der Beanspruchungstemperatur, dagegen ist in Bild 7 die Porengrößenverteilung wiedergegeben.

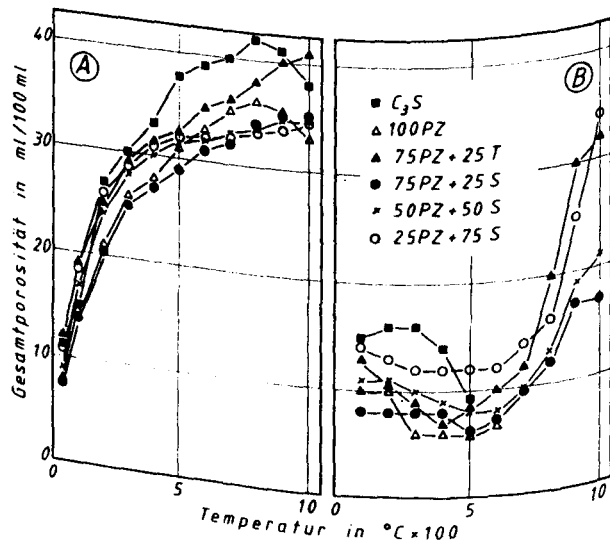


Bild 6: Gesamtporosität als Funktion der Temperatur
 a) nach der thermischen Beanspruchung
 b) dto. + 28tägiger Rehydratation

Wie die in Bild 6a dargestellten Ergebnisse zeigen, nimmt die Gesamtporosität bei dem Dehydratationsprozeß mit Erhö-

hung der Beanspruchungstemperatur zu. Diese Zunahme zeigt aber, wie bei reinem Tricalciumsilicat deutlich zu erkennen, einen differenzierten, von der Temperatur abhängigen Verlauf. Bis 200°C findet eine starke Porositätserhöhung statt, bedingt durch die Zersetzung der CSH-Phasen und des Ettringits. Eine zweite starke Porositätserhöhung ist zwischen 400° und 500°C zu beobachten, hervorgerufen durch die Portlanditzer-
setzung. Ab 700°C setzt wieder eine verstärkte Porositätserhöhung ein, deren Ursache in der weiteren Zersetzung der stabilen CSH-Phasen zu sehen ist. Bei reinem Tricalciumsilicat und Portlandzement nimmt die Gesamtporosität zwischen 800° und 1000°C wieder ab. Dies kann auf Sintervorgänge zurückgeführt werden, ist aber hauptsächlich in der in diesem Temperaturbereich stattfindenden Phasenneubildung zu sehen.

Wie die Ergebnisse in Bild 6b zeigen, wird die Gesamtporosität durch den Rehydratationsprozeß sehr stark reduziert. Hierbei spielen die Art des Bindemittels und die Höhe der vorherigen Beanspruchungstemperatur eine große Rolle. Innerhalb des thermischen Beanspruchungsbereichs bis 500°C ist die durch den Rehydratationsprozeß bedingte Abnahme der Gesamtporosität um so größer, je höher die Beanspruchungstemperatur war. Oberhalb 500°C nimmt dagegen die nach dem Rehydratationsprozeß ermittelte Gesamtporosität mit Zunahme der Beanspruchungstemperatur zu. Dabei zeigen die zwischen 800° und 1000°C beanspruchten Bindemittelproben mit 25% Traß- und 75% Hüttensandanteil wegen der Bildung von Gehlenit bzw. Mehllith eine schwächere Porositätsabnahme während ihrer Rehydratation.

In der Erhöhung der Gesamtporosität kann die Ursache für die Festigkeitsverminderung in der Abfallzone zwischen der Beanspruchungstemperatur 300° und 800°C gesehen werden. Auch die durch thermische Beanspruchung oberhalb 800° bei einigen Bindemitteln wieder einsetzende Festigkeitserhöhung kann mit der Abnahme der Porosität begründet werden. Weiter ist die bei der Rehydratation der bis 500°C beanspruchten Proben ermittelte Festigkeitszunahme mit Erhöhung der Beanspruchungstemperatur

auf die Abnahme der Gesamtporosität zurückzuführen. Dagegen kann die in der Anstiegszone mit steigender Beanspruchungstemperatur festgestellte Festigkeitszunahme nicht durch die Änderung der Gesamtporosität erklärt werden. In diesem Bereich der thermischen Beanspruchung zeigt die Festigkeit ein anomales Verhalten, denn sie nimmt mit Zunahme der Gesamtporosität zu. Die Ursache hierfür muß deshalb in den durch thermische Beanspruchung bedingten Veränderungen in der Porenstruktur gesucht werden.

Zur Darlegung der Porenstrukturveränderungen in Abhängigkeit von der Beanspruchungstemperatur wurde die Porenradienverteilung mit Hilfe der Quecksilberporosimetrie bestimmt und in ein Porenspektrum mit den Bereichen kleiner als 10 nm (fein), 10 - 100 nm (mittel) und größer als 100 nm (grob) unterteilt. Das Porenvolumen der drei Bereiche wurde in Abhängigkeit von der Beanspruchungstemperatur in Bild 7a für die dehydrierten und in Bild 7b für die rehydatisierten Proben wiedergegeben.

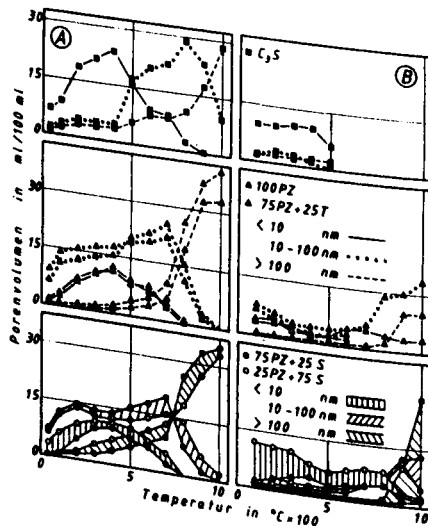


Bild 7: Volumen verschiedener Porengrößenfraktionen als Funktion der Temperatur
a) nach der thermischen Beanspruchung
b) dto. + 28tägiger Rehydratation

Wie die graphische Darstellung in Bild 7a zeigt, nimmt bei Tricalciumsilicat der Feinporenbereich bei kleinen Änderungen der anderen Bereiche bis 400°C stark zu. Zwischen 400° und 800°C nimmt der Feinporenbereich stetig ab, der Mittelporenbereich aber in gleicher Weise zu. Ab 800°C nimmt dann der Mittelporenbereich ab, der Grobporenbereich jedoch in sehr starkem Maße zu. Ähnliche Zusammenhänge gelten auch für die anderen Bindemittel, nur ist hier der Anteil des Mittelporenbereiches bis 400°C im allgemeinen größer als im Falle des Tricalciumsilicats.

Bis zu der Beanspruchungstemperatur von 800°C können die Veränderungen im Porenspektrum hauptsächlich in den Entwässerungs- bzw. Zersetzungsvorgängen bedingt sein. Ab 800°C ist die Wasserabgabe zu minimal, um die starke Zunahme des Grobporenbereichs darauf zurückzuführen zu können. Die Ursache hierfür muß vielmehr, wie röntgendiffraktometrische Untersuchungsergebnisse gezeigt haben, in den durch thermische Beanspruchung bedingten Phasenneubildungen bzw. -umbildungen gesehen werden.

Bei der Rehydratation konnten die über 500°C beanspruchten Proben des Tricalciumsilicats und des Portlandzements nicht untersucht werden, da die Proben durch das Kalktreiben völlig zerstört wurden. Im allgemeinen werden die Porenanteile durch die Rehydratation sehr stark reduziert, sodaß die Unterschiede zwischen den einzelnen Porenfraktionen bei den rehydratisierten Proben minimal sind (Bild 7b).

Zur weiteren Charakterisierung wurde der Einfluß der verschiedenen Porengrößenfraktionen auf die Festigkeit mit Hilfe der multiplen linearen Regressionsanalyse bestimmt. Wie die Ergebnisse in Tafel 3 zeigen, hat der Feinporenbereich bei allen Proben außer Tricalciumsilicat eine mehr oder weniger positive Wirkung. Dagegen beeinflussen aber die anderen Porenbereiche die Festigkeit nur negativ. Den stärksten negativen Einfluß hat jedoch der Grobporenbereich.

σ in N/mm^2	$a + b_1 \cdot PV_{<10} + b_2 \cdot PV_{10-100} + b_3 \cdot PV_{>100}$				Korr. Koeff.	St. Abw. N/mm^2
	a	b ₁	b ₂	b ₃		
C ₃ S	162	-0,1	-1,4	-3,4	0,972	± 8
100PZ	168	+3,1	-2,1	-3,6	0,962	± 13
75PZ+25T	135	+1,1	-0,8	-3,0	0,979	± 10
75PZ+25S	149	+1,5	-1,0	-3,7	0,976	± 11
50PZ+50S	144	+0,1	-2,1	-3,7	0,959	± 13
25PZ+75S	126	+0,2	-2,1	-3,3	0,970	± 10

PV: Porenvolumen in ml/100 ml

Tafel 3: Einfluß verschiedener Porengrößenfraktionen auf die Druckfestigkeit

Wie die ermittelten Ergebnisse zeigen, ist die durch die thermische Beanspruchung bedingte Erhöhung der Gesamtporosität im Bereich der Anstiegszone bis 300° bzw. 400°C hauptsächlich auf die Erhöhung des Feinporenanteils (kleiner als 10 nm) zurückzuführen. Dieser Porenbereich hat keinen oder nur positiven Einfluß auf die Festigkeit. Die anderen beiden Porengrößenfraktionen, besonders die größer als 100 nm, mit dem stärksten negativen Einfluß auf die Festigkeit bleiben konstant oder zeigen nur minimale Erhöhung. In dieser Tatsache kann der Grund für das im Bereich der Anstiegszone festgestellte anomale Verhalten der Festigkeit gesehen werden.

4.4 Dilatometrische Messungen

Für die Bestimmung der Längenänderungen in verschiedenen Zementsteinen bei Temperatureinwirkung wurden die Längenänderungen an Prüfkörpern von 25 x 10 x 10 mm in einem vertikalen Dilatometer mit 2°/min Aufheizgeschwindigkeit im Temperaturbereich von 20 - 1100°C gemessen. Wie aus Bild 8 ersichtlich ist, zeigt Tricalciumsilicat bis ca. 150°C eine leichte Ausdehnung, d.h. in diesem Bereich

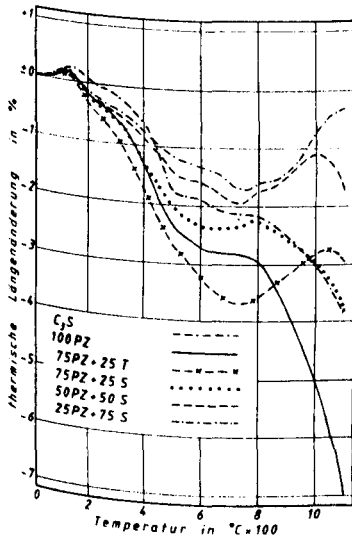


Bild 8: Thermische Längen-
änderung als Funktion
der Temperatur

überwiegen die Dehnanteile die durch Zersetzung der CSH-Phasen bedingten Schwindanteile. Eine starke Schwindung setzt zwischen 400° und 500°C ein, Ursache ist die Portlandzersetzung. Zwischen 600° und 700°C ist eine weitere Schwindungsstufe, bedingt durch den Zerfall der CSH-Phasen bei dieser Temperatur. Ab 800°C ist eine starke Schwindung zu beobachten, deren Ursache hauptsächlich in Phasenneubildung zu sehen ist. Das gleiche gilt für Portlandzement, nur ist hierbei die Schwindung in dem Bereich von $800 - 1100^{\circ}\text{C}$ viel stärker, was auf zusätzliche Sintervorgänge zurückzuführen ist. Für Traß- und Schlackenzemente gilt das Gleiche bis 750°C , dann nimmt die Schwindung ab, um bei höherer Temperatur wieder zuzunehmen. Dieses Verhalten kann nur durch die Bildung von Gehlenit und Mehlilith erklärt werden, deren Entstehung mit starker Dehnung verbunden sein muß.

5. Zusammenfassung

Wie aus den dargestellten Ergebnissen zu sehen ist, zeigt der Zementstein als ein hydraulisch gebundenes Mehrphasensystem infolge Einwirkung erhöhter Temperatur verschiedene physiko-chemische Veränderungen, die ihrerseits die technisch wichtigen Eigenschaften des Zementsteins stark beeinflussen. Hierbei spielen die Bindemittelart und die Temperaturhöhe eine große Rolle, sodaß die technischen Eigenschaften durch die Wärmebeanspruchung nicht nur negativ, sondern je nach Bindemittelart und Temperaturhöhe auch positiv beeinflusst werden können. So nahm die Festigkeit aller untersuchten Bindemittel, außer dem mit 75% Hüttensandanteilen, bis zu einer Beanspruchungstemperatur von 300°C zu. Vergleichbar mit der Festigkeit bei Raumtemperatur zeigte Portlandzement sogar bis 500°C keine Festigkeitsverluste. Wegen der niedrigen Kalkentwicklung und der Fähigkeit, bei hoher Beanspruchungstemperatur zusätzlich Kalk zu binden, sind die Vorteile der Traß- und Schlackenzemente bei Rehydrationsprozessen aus den Untersuchungsergebnissen offensichtlich.

Die aus den Untersuchungen ermittelten Erkenntnisse und Zusammenhänge sind nicht nur von wissenschaftlichem, sondern es ist auch von praktischem Interesse, wie sich die Struktur und mit ihr die Eigenschaften des Zementsteins in Abhängigkeit von der Temperatur ändern. In der Praxis kann ein solcher Fall bei Einwirkung eines Feuers auf Betonkonstruktionen eintreten. Weiter geben die Ergebnisse Aufschlüsse über die nach einem Brand durch die Einwirkung von Wasser bzw. Luftfeuchte bedingten Veränderungen in den Betonbauteilen. Wichtige Hinweise über die Beanspruchbarkeit verschiedener Zemente durch erhöhte Temperatur sind aus den Untersuchungsergebnissen zu entnehmen. Dadurch sind Anwendungsmöglichkeiten für die Praxis gegeben, die Verringerung der Temperaturempfindlichkeit von portlandzementgebundenen Bauteilen durch geeignete Wahl des Bindemittels zu erzielen.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 7

Chemische Einwirkung korrosiver Brandgasbestandteile
auf Stahlbeton

beteiligte Wissenschaftler

Prof. Dr.-Ing. K. P. Großkurth

Dipl.-Phys. W. Malorny

Dr.-Ing. A. Lämmke

Dr.-Ing. G. Neisecke

Dipl.-Min. W. Schwick

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981 - 1983

Förderungsanträge 1980, S. 189 - 203

1983, S. 167 - 179

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Aufgabenstellung und Ziele des Teilprojekts B 7	2
2. Diffusion von Chloridionen in Mörtel und Zementstein nach HCl-Einwirkung	3
2.1 Einleitung	3
2.2 Probenherstellung	4
2.3 Wasserdampfdiffusion	4
2.4 HCl-Beaufschlagung	6
2.5 Chloridbestimmung	6
2.6 Meßergebnisse	6
2.6.1 Zeitabhängigkeit der Chloridverteilung unter stationären klimatischen Bedingungen	6
2.6.2 Einfluß von Feuchtegradienten auf die Chlorid- diffusion	12
2.6.3 Mikroanalytische und röntgendiffraktometrische Untersuchungen	14
3. Gradientenklimakammer	21
4. Zusammenfassung und Ausblick	23
5. Literaturverzeichnis	23

1. Einleitung

Während die übrigen Teilprojekte des Projektbereichs B "Baustoffe" mit den unmittelbaren thermischen Folgen eines Brandes befaßt sind, geht das Teilprojekt B 7 über die unmittelbaren Schädigungen hinaus.

Bei Schadensbränden unter Beteiligung einiger Chemiewerkstoffe besteht die Gefahr der Freisetzung aggressiver Gase und Dämpfe. Sie können zu Folgeschäden führen, die teilweise die unmittelbaren, thermisch bedingten Schädigungen übertreffen. Wie sich in der Vergangenheit gezeigt hat, gilt dies insbesondere für chlorwasserstoffhaltige Brandgase, die bei der thermischen Zersetzung des in Europa weit verbreiteten Kunststoffs PVC entstehen. Derartige Brandgase kondensieren in Gegenwart der Luftfeuchte und des beim Brand gleichermaßen freiwerdenden Wasserdampfes in Form von Salzsäure auf Einrichtungen und Bauteilen.

Die bei der Neutralisationsreaktion mit kalkhaltigen Baustoffen entstehenden Chloride können bei Anwesenheit von Feuchtigkeit im Laufe der Zeit in das Bauteilinnere eindiffundieren. Bekanntlich werden sie teilweise sowohl chemisch in Hydratphasen des Zementsteins als auch physikalisch-adsorptiv an die große Oberfläche des Zementgels gebunden. Sofern jedoch freie Chloridionen bis zur Stahlbewehrung vordringen, ist der Korrosionsschutz der Bewehrung gefährdet.

Daher standen in den vergangenen Jahren Untersuchungen über Eindringgeschwindigkeit und maximale Eindringtiefe von Chloridionen im Vordergrund des Interesses. Sie wurden einerseits nach entsprechenden Schadensfällen [1] durchgeführt, andererseits mittels Diffusionsexperimenten an Probekörpern nach HCl-Beaufschlagung im Laborversuch [2]. Daneben befaßt sich eine Vielzahl von Veröffentlichungen mit der Diffusion von Chloriden aus Tausalzlösungen in Beton [3]. Wie sich in Untersuchungen von durch Tausalzlösungen verursachten Chloridschäden an Verkehrsbauwerken sowie in Laborversuchen gezeigt hat, besteht neben der Abhängigkeit der Eindringgeschwindigkeit von den Betonparametern (vor allem Zementart und Porosität) ein wesentlicher Zusammenhang zwischen Chloriddiffusion und Feuchtebewegungen im Baustoff, der bisher wenig erforscht ist [4, 5].

Das in Gebäudeaußenwänden über weite Teile des Jahres von innen nach außen gerichtete Temperaturgefälle ist mit einem Wasserdampfdiffusionsstrom in gleicher Richtung verbunden. Es ist zu erwarten, daß sich dieser beschleunigend auf die Chloriddiffusion auswirkt. Gerade auf Außenbauteilen ist jedoch wegen ihrer niedrigeren Temperatur mit einer besonders großen Menge anfallenden Brandgaskondensats zu rechnen. Die an Probekörpern im thermisch-hygrischen Gleichgewicht gemessenen Eindringgeschwindigkeiten besitzen insofern nur begrenzte Aussagekraft über die tatsächlichen Diffusionsverhältnisse im realen Bauwerk. Das Teilprojekt hat sich daher im Sinne praxisnaher Forschung zur Aufgabe gestellt, die Chloriddiffusion insbesondere unter dem Einfluß eines Temperatur- und Feuchtegradienten zu untersuchen.

Unklarheit herrscht weiterhin über die kritische, korrosionsauslösende Chloridkonzentration in Höhe der Bewehrung. Die in der Literatur dokumentierte Unsicherheit über diesen Grenzwert dürfte nicht nur auf das unterschiedliche Bindungsvermögen der untersuchten Betone für Chloride zurückzuführen sein, sondern auch auf die üblichen integralen Methoden der Chloridgehaltbestimmung, die den Nachweis lokal begrenzter Chloridkonzentrationsspitzen in der Mikroumgebung der Bewehrung nicht gestatten. Die hierzu notwendigen mikroanalytischen Verfahren wurden daher in die experimentelle Methodik des Teilprojekts aufgenommen.

2. Diffusion von Chloridionen in Mörtel und Zementstein nach HCl-Beaufschlagung

2.1 Einleitung

Ein Schwerpunkt im Rahmen des Teilprojekts B 7 ist die Untersuchung des Einflusses der thermisch-hygrischen Randbedingungen auf die Diffusion von Chloriden in Stahlbeton. In einer ersten Versuchsreihe wurden an Probekörpern unter isothermen Bedingungen die Eindringgeschwindigkeit und die Chloridverteilung gemessen. Ein Teil der Proben wurde nach 24-stündiger Beaufschlagung mit Salzsäuredämpfen unter einem Feuchtegradienten gelagert. Da die Chloriddiffusion in Stahlbeton im wesentlichen über die Zementsteinmatrix stattfindet, wurden die Untersuchungen an je einer Zementsteinserie aus Portlandzement und Hochofenzement

durchgeführt. Hierdurch sollte der Einfluß der Zementart auf das Transportverhalten der Chloride am Beispiel der beiden wichtigsten Zemente erfaßt werden. An Zementsteinpasten gewonnene Ergebnisse sind jedoch aufgrund struktureller Unterschiede zwischen reinem Zementstein und der Zementsteinmatrix von Betonen nicht von vornherein auf Stahlbetonbauteile übertragbar. Daher wurde zusätzlich eine Serie von Mörtelproben in die Untersuchungen mit einbezogen. Die Erkenntnisse aus dieser Untersuchungsreihe basieren auf ersten Ergebnissen, die im Einzelfall noch statistisch abzusichern sind.

2.2 Probenherstellung

Zur Herstellung der Zementsteinproben dienten die Zemente PZ 35 F und HOZ 35 L. Der Hochofenzement hatte einen Hüttensandgehalt von 50 %. In beiden Fällen betrug der Wasserzementwert 0,4. Die Zusammensetzung der Mörtelmischung war 0,3 : 1 : 0,5; als Bindemittel diente ein PZ 35 F, wie er zur Herstellung der Zementsteinproben verwendet wurde.

Um vergleichbare Hydratationsbedingungen zu gewährleisten, wurden die Portlandzement- und Mörtelproben nach dem Ausschalen 7 Tage, die Proben aus HOZ 28 Tage unter Wasser gelagert. Daran anschließend erfolgte die Lagerung im Normklima 20/65.

2.3 Wasserdampfdiffusion

Die Bestimmung der Wasserdampfdiffusion erfolgte nach dem bekannten gravimetrischen Verfahren. Hierzu wurden aus den vorhandenen 10 cm-Probewürfeln Bohrkern von 1,8 cm Durchmesser gezogen und auf eine einheitliche Länge von 3 cm gebracht. Zur diffusionsdichten Versiegelung des Zylindermantels diente ein mehrfacher Epoxidharzanstrich.

Die derart präparierten Proben wurden auf geeignete Glasgefäße mit den entsprechenden Feuchtelösungen geklebt und zusätzlich mit Paraffin überzogen, so daß nur die oberseitige Stirnfläche der Proben dem Raumluftklima ausgesetzt war. Folgende Feuchtelösungen fanden Verwendung:

gesätt. K_2SO_4 -Lösung	43 % r.F. bei 25 °C
gesätt. $NaNO_3$ -Lösung	72 % r.F. bei 25 °C
gesätt. K_2CO_3 -Lösung	97 % r.F. bei 25 °C

Die anschließende Lagerung der Proben erfolgte in einem Glasexsikkator bei $(25 \pm 0,5)$ °C über einer gesättigten K_2SO_4 -Lösung entsprechend 97 % r.F. Die Bestimmung des Wasserdampfdiffusionsstromes sowie die anschließende Beaufschlagung mit Salzsäuredämpfen wurde erst nach Einstellung der Gleichgewichtsfeuchte der Proben bzw. stationären Wasserdampfstromes vorgenommen.

Tabelle 1 zeigt die Ergebnisse der gravimetrischen Bestimmung der Wasserdampfdiffusion an den drei Probenarten.

Tabelle 1: Wasserdampfdiffusion in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchten

Probenart	Feuchtedifferenz in [%]	Wasserdampfstrom [mg/d]	μ
PZ	72 ÷ 97	1,61	84
	43 ÷ 97	1,73	
HOZ	43 ÷ 97	1,66	88
PZ-Mörtel	72 ÷ 97	0,85	148
	43 ÷ 97	0,98	

Wie Tabelle 1 zu entnehmen ist, ergibt sich bei Verdoppelung der Partialdruckdifferenz nur ein geringfügig höherer Wasserdampfstrom. Da das Feuchtegefälle $(97 \div 43)$ % r.F. ungefähr der in DIN 52 615 empfohlenen Partialdruckdifferenz für Messungen im Feuchtbereich entspricht, werden hierfür auch die ermittelten μ -Werte angegeben. Allerdings handelt es sich bei diesen Messungen an Kleinproben nicht um Präzisionsbestimmungen im Sinne der DIN 52 615. Bei der Festlegung der Probekörperdimensionen mußte nämlich ein Kompromiß hinsichtlich der verfügbaren apparativen Ausstattung gefunden werden.

2.4 HCl-Beaufschlagung

Zur Beaufschlagung mit Salzsäure wurden die Probekörper 24 h lang über 37 %iger Salzsäure bei 25 °C in einem Exsikkator gelagert. Gemäß dem von Schmidt [6] beschriebenen System HCl-Wasser stellt sich unter derartigen Bedingungen ein HCl-Partialdruck von $p_{\text{HCl}} = 267 \text{ mbar}$ und ein Wasserdampfpartialdruck von $p_{\text{H}_2\text{O}} = 5,3 \text{ mbar}$ ein.

Die erhebliche Taupunkterniedrigung des Wasserdampfs in Gegenwart von HCl-Gas führt zu einer innerhalb von Sekunden beobachtbaren Kondensation flüssiger Salzsäure auf den ungeschützten Probenoberseiten.

Nach Beendigung der 24stündigen Salzsäurebeaufschlagung wurden die Proben für die Dauer der anschließenden Diffusionsphase wieder unter den oben beschriebenen vorhergegangenen klimatischen Verhältnissen gelagert.

2.5 Chloridbestimmung

Zur Feststellung der Chloridverteilung wurden ausgewählte Proben zu verschiedenen Zeitpunkten auf ihren Chloridgehalt untersucht. Das hierzu angewandte Verfahren entspricht der in der vorläufigen Richtlinie zur Bestimmung der Chloridverteilung in Beton beschriebenen Vorgehensweise. Zunächst wurden die Proben trocken mit einer Diamanttrennmaschine in einzelne, ca. 4 mm dicke Scheiben quer zur Diffusionsrichtung zerteilt. Die so gewonnenen Abschnitte wurden auf Analysenfeinheit zerkleinert und ihr Chloridgehalt im HNO_3 -Auszug jeweils durch potentiometrische Titration mit AgNO_3 -Lösung bestimmt.

2.6 Meßergebnisse

2.6.1 Zeitabhängigkeit der Chloridverteilung unter stationären klimatischen Bedingungen

Die Zeitabhängigkeit der Chloriddiffusion sei im folgenden beispielhaft anhand der bei einer Temperatur von 25 °C und einer relativen Luftfeuchte von 97 % untersuchten Probenserien dargestellt.

Die Chloridverteilung zu verschiedenen Zeiten nach Beendigung der Chloridbeaufschlagung ist für PZ, HOZ und Mörtel den Bildern 1 bis 3 zu

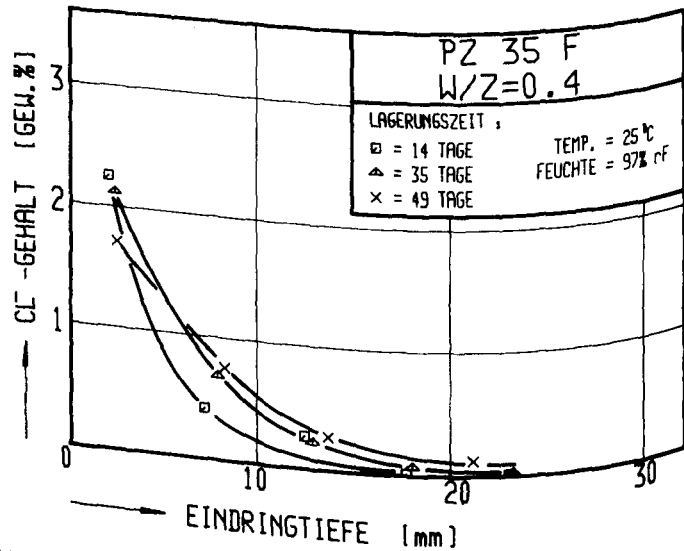


Bild 1: Chloridverteilung in Portlandzement in Abhängigkeit von der Diffusionsdauer, bezogen auf das Zementsteingewicht

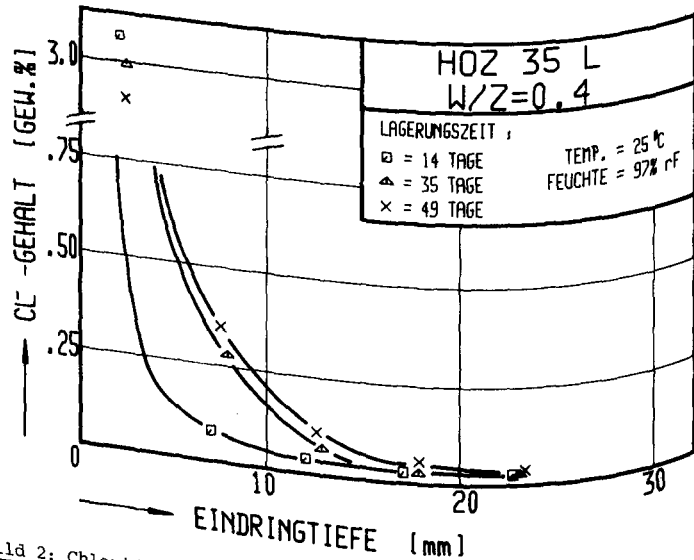


Bild 2: Chloridverteilung in Hochofenzement in Abhängigkeit von der Diffusionsdauer, bezogen auf das Zementsteingewicht

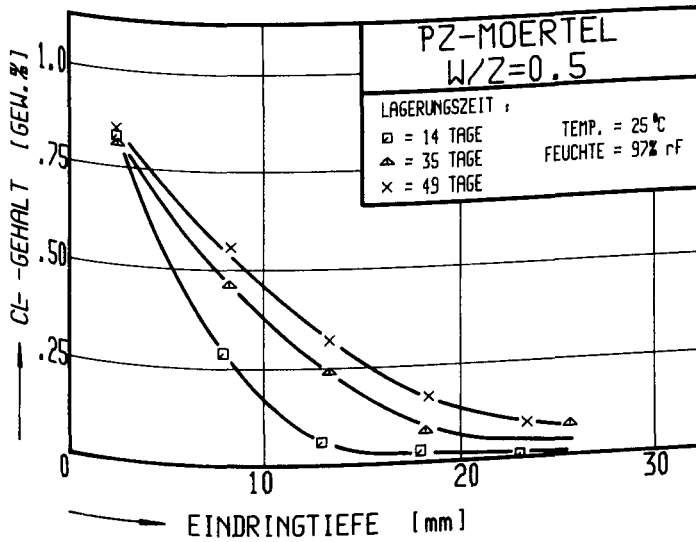


Bild 3: Chloridverteilung in Portlandzementmörtel in Abhängigkeit von der Diffusionsdauer, bezogen auf das Mörtelgewicht

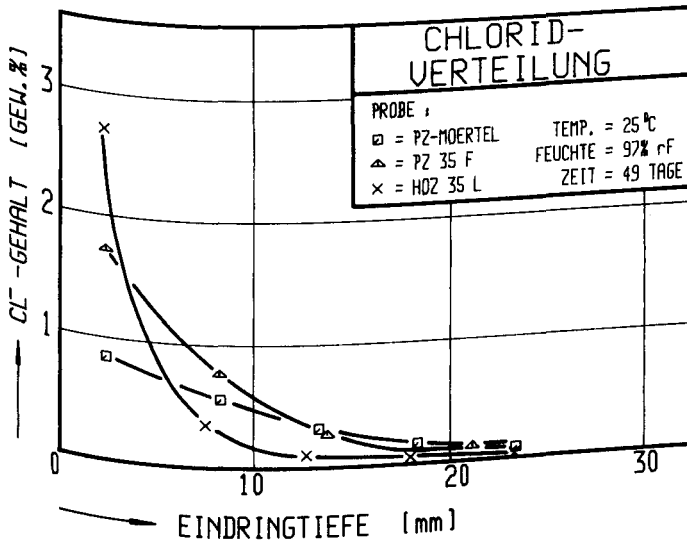


Bild 4: Chloridverteilung in Portlandzementmörtel, Portlandzement und Hochofenzement

entnehmen. Die Kurven zeigen den für Diffusionsvorgänge typischen Verlauf. Zum Vergleich der unterschiedlichen Transportgeschwindigkeiten des eingedrungenen Chlorids in den 3 untersuchten Baustoffarten stellt Bild 4 die Chloridverteilung zu einem festen Zeitpunkt in PZ, HOZ und Mörtel dar. In Übereinstimmung mit den Ergebnissen anderer Autoren [7] zeigt sich, daß die Chlorideindringung in Hochofenzement wesentlich langsamer abläuft als in einem Portlandzement gleichen Wasserzementwerts. Untersuchungen von Schneider, Diederichs und Hinrichsmeyer [8] ist zu entnehmen, daß bei insgesamt vergleichbarer Gesamtporosität beider Zementsteinarten das Maximum der Porenradienverteilung für Hochofenzemente zu kleineren Porenradien hin verschoben ist. Der geringere Anteil an Kapillarporen im HOZ bewirkt offensichtlich eine verringerte Diffusion eingedrungener Schadstoffe. Brodersen [7] nennt darüber hinaus das höhere adsorptive Bindungsvermögen des Hochofenzementgels als bestimmend für die verminderte Transportgeschwindigkeit des Chlorids.

Die Porenverteilungen von Portlandzement und Portlandzementmörtel unterscheiden sich im wesentlichen darin, daß dem Porensystem der Zementsteinmatrix von Mörtelproben ein weiteres überlagert ist, das der Kontaktzone Zementstein/Zuschlag zugeschrieben wird [8]. Der Normalmischung 1 : 3 : 0,5 des Zementmörtels entspricht ein W/Z von effektiv ca. 0,3 für Zementstein, während der Wasserzementwert der untersuchten Zementsteinproben 0,4 betrug. Man muß aus dem Verlauf der Meßkurven schließen, daß der Einfluß der Kontaktzone die geringere Porosität der Zementsteinmatrix des Mörtels im Vergleich zum reinen Zementstein überkompensiert.

Unter Annahme der Diffusionsgesetzmäßigkeiten für den Transport von Schadstoffionen im Baustoff können die Diffusionskoeffizienten aus Messungen der Transporteigenschaften bestimmt werden. Sie erlauben es, Aussagen über die Chloridverteilung zu beliebigen künftigen Zeiten zu treffen. Obwohl neben der Diffusion auch chemische Reaktionen des eingedrungenen Chlorids mit den CSH-Phasen des Zementsteins und adsorptive Vorgänge an der großen Oberfläche des Zementgels ablaufen, die den Cl^- -Transport beeinflussen, hat sich die Zulässigkeit dieser Annahme gezeigt [7]. Es muß allerdings angemerkt werden, daß die derart bestimmten Diffusionskoeffizienten nicht als exakt im mathematisch-physikalischen Sinne, sondern eher als effektive Diffusionskoeffizienten anzusehen sind.

Zur Bestimmung der Diffusionskoeffizienten für die verschiedenen Proben gilt es, unter Annahme bestimmter Rand- und Anfangsbedingungen eine Lösung des 2. Fickschen Gesetzes in Form der partiellen Differentialgleichung ("Wärmeleitungsgleichung")

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

zu finden. Die Darstellung der Diffusionsgleichung in eindimensionaler Form erleichtert die analytische Auswertung erheblich. Sie ist zulässig, da die Chloriddiffusion praktisch nur in einer Raumrichtung erfolgt, nämlich von der Beaufschlagungsseite her parallel zur Probenzylinderachse.

Naheliegender erscheint folgende Betrachtungsweise: Nach Abschluß der 24stündigen Lagerung in salzsäurehaltiger Atmosphäre ist eine dünne Oberflächenschicht mit einer hohen Chloridkonzentration belegt, die als Quelle für die daran anschließende langandauernde Diffusionsphase dient. Mit fortschreitendem Eindringen des Chlorids wird das anfangs steile Konzentrationsgefälle unter gleichzeitiger Verminderung der hohen Randbelegung abgebaut.

Es zeigte sich allerdings, daß die unter diesen Bedingungen analytisch gewonnenen Lösungen der Diffusionsgleichung nicht mit den Meßergebnissen übereinstimmen.

Eine gute Korrelation zwischen den experimentell bzw. rechnerisch gewonnenen Werten ergab sich dagegen bei Annahme eines zeitlich unveränderlichen Randwerts $c(0,t) = \text{const.}$ Dieser nach erstem Anschein erstaunliche Sachverhalt erklärt sich daraus, daß sich während der Salzsäure-Beaufschlagung eine schichtartige Belegung der Probenoberfläche mit hochkonzentrierter Salzlösung bildet, die im Untersuchungszeitraum unter der herrschenden hohen Luftfeuchtigkeit von 97 % r.F. nicht austrocknete und als Quelle für die Diffusion in die Probe dient.

Mit Hilfe der energiedispersiven Röntgenmikroanalyse (EDX) - auch nach Art der Anregung Elektronenstrahl-Mikroanalyse (ESMA) genannt - konnte der Mittelwert der Chloridkonzentration an der Grenzfläche zwischen der hochkonzentrierten, CaCl_2 -haltigen Salzsäure und der Probenoberfläche

zu 7 Gew.-% Chlorid, bezogen auf das Zementsteingewicht, bestimmt werden. Dieser Wert wurde bei der Berechnung der in Tabelle 2 dargestellten Diffusionskoeffizienten zugrunde gelegt.

Tabelle 2: Mittelwerte der Diffusionskonstanten

Probenart	D [$\frac{\text{cm}^2}{\text{s}}$]	T [°C]	r.F. [%]
PZ-Mörtel	12,0	25	97
PZ	6,2	25	97
HOZ	4,3	25	97

Von Page et al. [9] wird der Diffusionskoeffizient von Chlorid bei 25 °C in Portlandzement (W/Z = 0,4) mit $2,6 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1}$ angegeben. Als Diffusionslösung wurde hier eine NaCl-Lösung verwendet. Untersuchungen u. a. von Brodersen [7] ergaben, daß die Diffusion von Chlorid in starkem Maße vom begleitenden Kation bestimmt wird. Dabei zeigte sich, daß die Diffusion mit Ca als Kation wesentlich schneller abläuft als mit Na. Korrigiert man den von Page angegebenen Wert gemäß den Untersuchungen von Brodersen, so ergibt sich der Diffusionskoeffizient für den genannten Portlandzement zu ungefähr $4 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1}$. Der Unterschied zum hier bestimmten Wert erklärt sich neben Verschiedenheiten in der Probenpräparation vor allem im prinzipiell anderen Meßverfahren: Während hier die Diffusionskoeffizienten aus der Chloridverteilung in den Proben in Abhängigkeit von Ort und Zeit bestimmt wurden, werteten die genannten Autoren die Ergebnisse von Permeationsversuchen chloridhaltiger Lösungen an dünnen Zementsteinscheiben (einige mm) nach dem 1. Fickschen Gesetz für den stationären Massenstrom aus. Wegen seines wesentlich geringeren experimentellen Aufwands wird dieses letztgenannte, zerstörungsfreie Verfahren bevorzugt zur Messung von Diffusionskonstanten herangezogen. Die Übertragbarkeit derartig gewonnener Kennwerte zur Beschreibung der Chloriddiffusion in Außenbauteilen, die im Rahmen dieses Teilprojekts schwerpunktmäßig untersucht wird, bleibt noch zu überprüfen.

Der an Probekörpern aus Hochofenzement mit einem Hüttensandgehalt von 50 % bestimmte Diffusionskoeffizient liegt um etwa ein Drittel niedriger als der für Portlandzement gemessene. Dies bedeutet für die Praxis, daß die nach einem Chloridschadensfall in den Baustoff eindringende

Diffusionsfront erst nach dem Anderthalbfachen der für den Portlandzement benötigten Zeit bis zu einer bestimmten Tiefe, z. B. der Lage der Bewehrung, vordringt. Der von Brodersen [7] festgestellte Abfall des Diffusionskoeffizienten bei einem Hüttensandgehalt von 50 % auf etwa ein Zehntel des für reinen Portlandzement gemessenen Wertes konnte somit nicht bestätigt werden.

2.6.2 Einfluß von Feuchtegradienten auf die Chloriddiffusion

Da Außenbauteile in der Praxis üblicherweise einem Feuchtegradienten unterliegen, sollte in Ergänzung der zuvor beschriebenen Versuchsreihe untersucht werden, ob die Wasserdampfdiffusion von Einfluß auf die Chloriddiffusion ist. Wie eingangs bereits erwähnt, wurden hierzu Zementstein- und Mörtelprobekörper vor und nach der Beaufschlagung mit Salzsäuredämpfen folgenden Klimaten ausgesetzt:

An der Chloridbeaufschlagungsseite wurde stets eine relative Luftfeuchte von 97 % aufrechterhalten, während an der Probenunterseite eine relative Feuchte von 72 bzw. 43 % herrschte. Die Temperatur wurde auf $(25 \pm 0,5) ^\circ\text{C}$ konstant gehalten. Die während der Chloridbeaufschlagung einsetzende Kondensation einer wasserreichen, chloridhaltigen Schicht auf der zugewandten Probenoberfläche führt allerdings dazu, daß die Feuchteverhältnisse an dieser Probenoberfläche numerisch nicht mehr exakt definiert sind. Das Partialdruckgefälle des Wasserdampfs über der Probenlängsachse bleibt allerdings grundsätzlich bestehen. Ergebnisse dieser Untersuchungen für Portlandzement und Portlandzementmörtel sind den Bildern 5 und 6 zu entnehmen. Aufgrund der insgesamt geringeren Diffusion des Chlorids im HOZ ist der Einfluß der Wasserdampfdiffusion so gering, daß der Effekt im Untersuchungszeitraum nicht nachgewiesen werden konnte. Dagegen war für PZ und PZ-Mörtel der Einfluß eines Feuchtegradienten auf die Transportgeschwindigkeit deutlich feststellbar gegenüber solchen Proben, die gradientenfrei gelagert worden waren. Tabelle 3 zeigt dies in einem Vergleich der aus den Meßergebnissen bestimmten Diffusionskoeffizienten.

Die geringe Zunahme der Diffusionskoeffizienten bei Verdoppelung des an die Proben angelegten Feuchtegradienten entspricht größenordnungsmäßig dem Anstieg des Wasserdampfdiffusionsstroms, der vor der HCl-Begasung gemessen wurde.

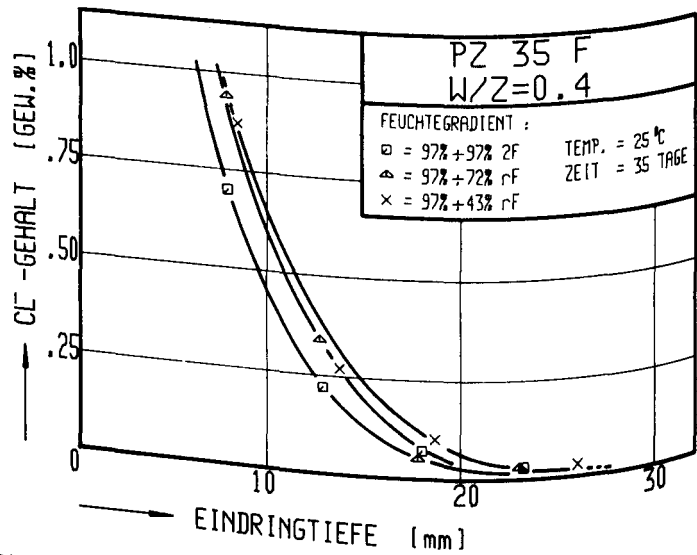


Bild 5: Einfluß von Feuchtegradienten auf die Chloridverteilung in Portlandzement

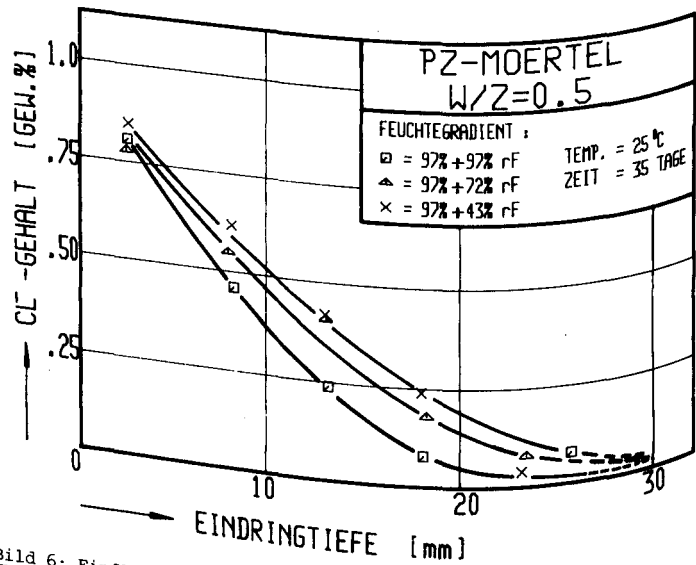


Bild 6: Einfluß von Feuchtegradienten auf die Chloridverteilung in Portlandzementmörtel

Tabelle 3: Diffusionskoeffizienten von Chlorid für PZ und PZ-Mörtel in Abhängigkeit vom Feuchtegradienten

Probenart	$D_{Cl} \left[\frac{m^2}{s} \right] \cdot 10^{12}$ (97 ÷ 97) % r.F.	$D_{Cl} \left[\frac{m^2}{s} \right] \cdot 10^{12}$ (97 ÷ 72) % r.F.	$D_{Cl} \left[\frac{m^2}{s} \right] \cdot 10^{12}$ (97 ÷ 43) % r.F.
PZ	6,2	7,0	7,4
PZ-Mörtel	11,8	16,7	18,1

Im Feuchtbereich erfolgt die Wasserdampfdiffusion in porösen Baustoffen vor allem durch die Oberflächendiffusion dünner Wasserfilme. Ab ca. 60 % relativer Feuchte gewinnt dieser Effekt merklich an Bedeutung und übersteigt bei weiterer Zunahme den Wassertransport durch reine Dampfdiffusion um Zehnerpotenzen [10].

Da die Chloriddiffusion als Lösungsdiffusion erfolgt, ist der enge Zusammenhang mit den Transportmechanismen von Wasser in Baustoffen verständlich. Unterhalb einer Gleichgewichtsfeuchte von 60 % r.F. nimmt der Wassertransport über die flüssige Phase stark ab. Dementsprechend muß auch die Chloriddiffusion drastisch zurückgehen. Dieser Effekt wurde von Locher und Sprung [2] an Betonproben nachgewiesen. Aufgrund des relativ kurzen Untersuchungszeitraums konnte bei den unter einem Feuchtegefälle von 97 % ÷ 43 % r.F. gelagerten Proben ein Abfall im trockneren, der Beaufschlagungszone abgewandten Probekörperbereich nicht festgestellt werden. Grundsätzlich ist jedoch ein solcher zu erwarten.

Ihm wäre durch die Einführung eines ortsabhängigen Diffusionskoeffizienten Rechnung zu tragen.

2.6.3 Mikroanalytische und röntgendiffraktometrische Untersuchungen

Während die üblichen herkömmlichen Verfahren der Chloridbestimmung die schichtweise, integrale Erfassung der eingedrungenen Chloridmengen erlauben, ist es mit Hilfe des vorhandenen Rasterelektronenmikroskops mit angeschlossenem energiedispersiven Röntgenmikroanalysesystem möglich, Änderungen der im Beton vorliegenden Chloridkonzentrationen im Bereich von μm ($10^{-6} m$) zu registrieren. In Verbindung mit einem elektronenmikroskopischen Abbild der untersuchten Probenoberfläche lassen sich auf diese Weise lokal gemessene Schadstoffkonzentrationen mit struktu-

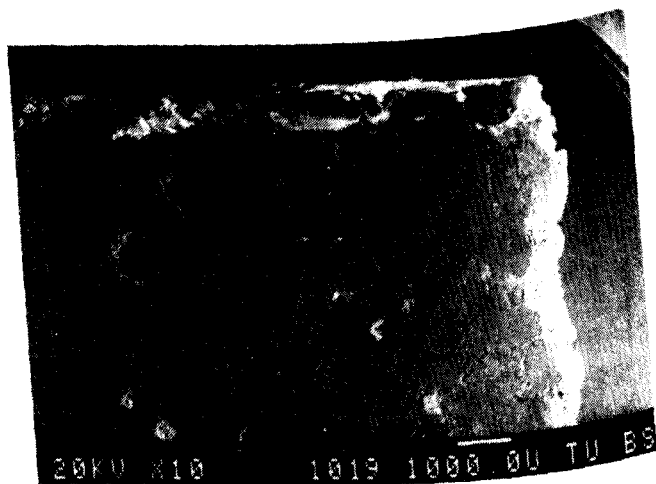


Bild 7: Schnitt durch eine Mörtelprobe in Chlorid-Diffusionsrichtung
(Sekundärelektronen-Aufnahme)

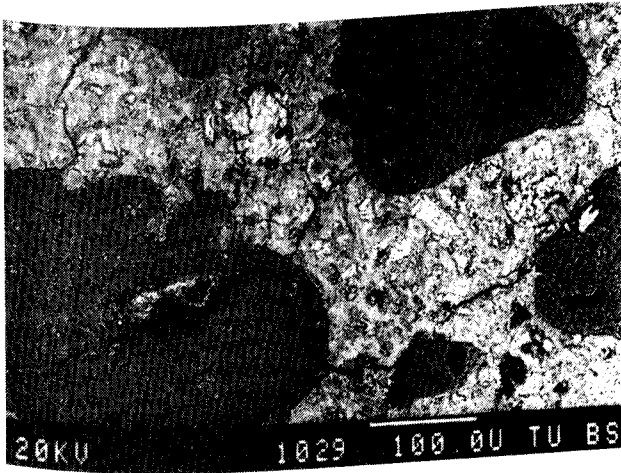


Bild 8: Quarzkies-Zuschlag im Zementstein des Mörtelanschnitts von Bild 7 (Rückstreuelektronen-Aufnahme)

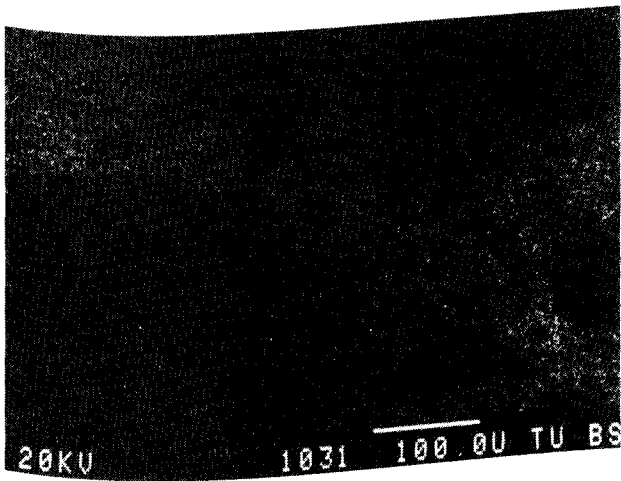


Bild 9: Elementverteilung von Chlorid am Mörtelanschnitt von Bild 8 (Röntgenstrahl-Aufnahme)

rellen Details in Beziehung setzen. Bild 7 zeigt in einer Sekundärelektronenaufnahme eine in Diffusionsrichtung aufgesägte Mörtelprobe, an deren rechts im Bild als Probenkante sichtbaren Oberfläche die Chloridbeaufschlagung erfolgt war. Die höhere Vergrößerung in Bild 8 läßt mittels des Materialkontrasts des Rückstreuelektronenbildes die Zementsteinmatrix (helle Bereiche) und den quarzitisches Zuschlag erkennbar werden. Bild 9 stellt die Chloridverteilung desselben Ausschnitts dar. Man erkennt an der Punktanhäufung, daß die Diffusion des eindringenden Chlorids über die Zementsteinmatrix erfolgt, während der Zuschlag gegenüber der Chloriddiffusion als dicht anzusehen ist.

Neben qualitativen chemischen Analysen erlaubt die Röntgenmikroanalyse anhand des aufgenommenen Röntgenspektrums (Bild 10) auch quantitative Bestimmungen der Elementkonzentrationen. Hierzu sind geeignete äußere Standards erforderlich.

Bild 11 ist ein Ausdruck der mittels eines Rechners gewonnenen Analysenwerte. Diese Punktanalyse wurde in einem der Beaufschlagungsseite abgewandten Probenabschnitt aufgenommen. Als Standard für die Analyse von Calcium und Silizium diente das natürliche Mineral Wollastonit. Zur Bestimmung des Sulfatgehalts wurde Anhydrit, für die Chloridanalyse Steinsalz verwendet. Die Bestimmung des Gehalts der restlichen aufgeführten Metalloxide erfolgte mit Reinelementstandards.

Der Nachweis, daß nachträglich in den bereits erhärteten Zementstein eingedrungene Chloride chemisch in Hydratphasen gebunden werden können, wurde erstmals von Richartz [11] erbracht. Die vorliegende Röntgenbeugungsaufnahme (Bild 12) bestätigt die Bindung des Chlorids am untersuchten Mörtel in Form des Friedelschen Salzes ($3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10 \text{ H}_2\text{O}$). Der daneben liegende sehr kleine Ettringit-Peak zeigt an, daß bei dieser Reaktion nahezu der gesamte Ettringitgehalt umgesetzt wurde.

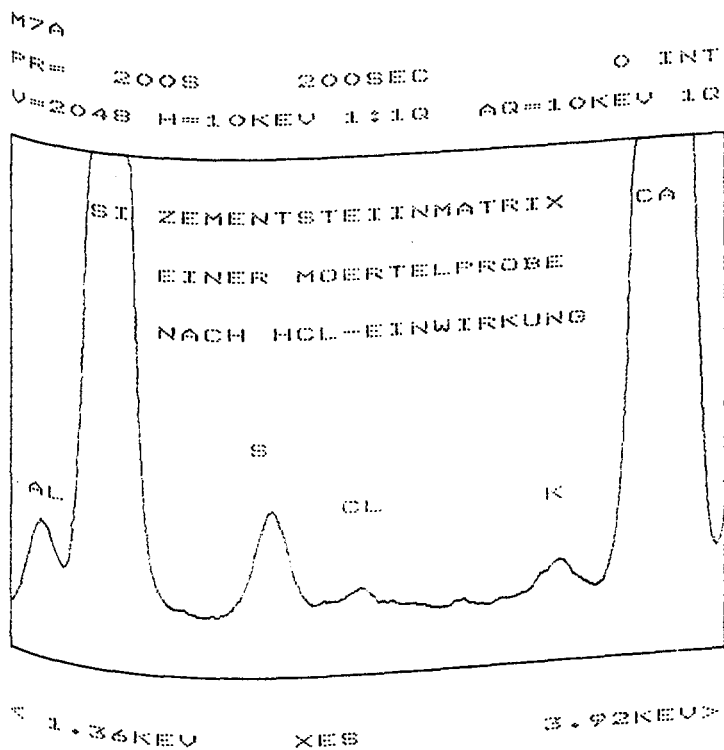


Bild 10: Röntgenspektrum der Zementsteinmatrix einer Mörtelprobe nach HCl-Einwirkung

SPECTRUM M7A

APR. 20, 1983

ACCELERATING VOLTAGE 20.0 KEV
 INCIDENCE ANGLE 90.0 DEGREES
 EFFECTIVE TAKE-OFF ANGLE 35.0 DEGREES

QUANTITATIVE EDS RESULTS
 (ZAF CORRECTIONS VIA MAGIC V)

ELEMENT & LINE	K-RATIO	WEIGHT PERCENT	PRECISION 2 SIGMA	OXIDE FORMULA	OXIDE PERCENT
MG KA	0.0030	0.63			1.05
AL KA	0.0082	1.39	0.09	MGO	2.64
SI KA	0.0917	13.07	0.11	AL2O3	27.97
S KA	0.0078	1.06	0.26	SiO2	2.66
CL KA	0.0015	0.19	0.07	SO3	0.19
K KA	0.0021	0.22	0.03	CL	0.26
CA KA	0.4200	45.61	0.03	K2O	63.92
FE KA	0.0082	0.99	0.51	CAO	1.42
O *		36.82	0.13	FE2O3	
TOTAL					100.00

* DETERMINED BY STOICHIOMETRY

NORMALIZATION FACTOR: 0.899

Bild 11: Ergebnis der quantitativen Analyse
 Auswertung des Spektrums von Bild 10

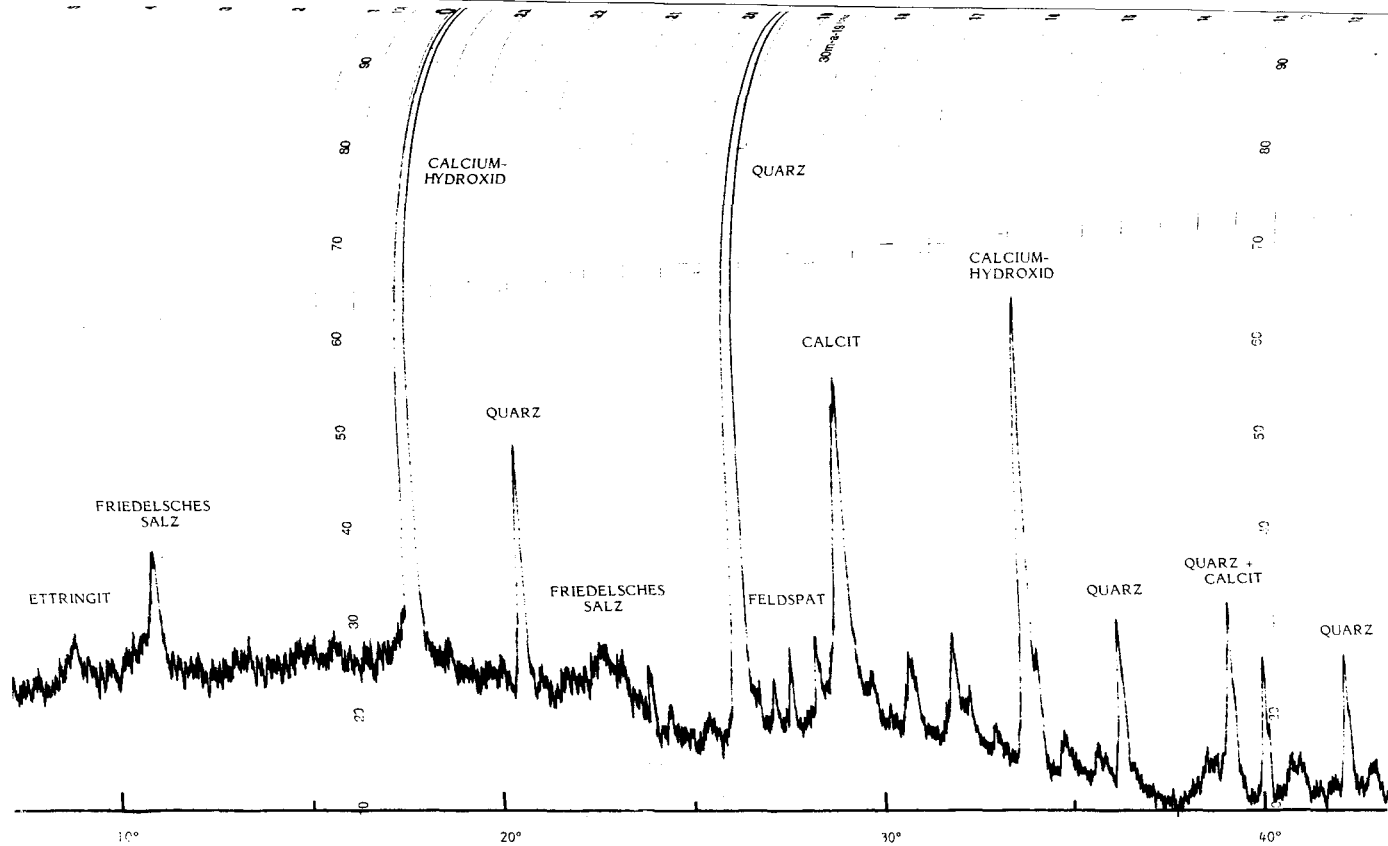


Bild 12: Röntgenbeugungsdiagramm eines Chlorid-beaufschlagten Portlandzementmörtels

3. Gradientenklimakammer

Zur weitergehenden Erforschung des Transportverhaltens von Chloriden in Beton steht nunmehr eine im Selbstbau erstellte Gradientenklimakammer zur Verfügung. Sie wird neben der Ermittlung der Temperaturabhängigkeit der Schadstoffausbreitung im Baustoff insbesondere die Untersuchung der Abhängigkeit der Chloriddiffusion von Temperatur- und Feuchtegradienten erlauben. Bild 13 verdeutlicht in einer Prinzipskizze den Aufbau.

Probenraum I ist über den Sekundärkühlkreislauf eines Kälteaggregats zwischen ca. - 30 °C und Raumtemperatur temperierbar, während im Probenraum 2 mittels einer elektrischen Widerstandsheizung Temperaturen oberhalb Raumtemperatur konstant gehalten werden. Die relative Luftfeuchte in beiden Kammern wird zur Zeit noch über Feuchtelösungen eingestellt. Es ist vorgesehen, diesen Parameter über externe Befeuchter bzw. Trockner voll regelbar zu machen.

Zwischen diesen beiden Teilräumen befindet sich eine wärmeisolierende, feuchtigkeitsundurchlässige Wand. Neben der notwendigen Trennfunktion dient sie gleichzeitig als Halter für Proben, die einem Temperatur- und/oder Feuchtegefälle ausgesetzt werden sollen. Die hierfür nutzbare Probenfläche beträgt 40 x 40 cm². In Bild 14 ist der gesamte Aufbau einschließlich des Tiefkälteaggregats und der Meßdatenerfassungsanlage im Foto zu sehen.

In dieser Gradientenklimakammer lassen sich die klimatischen Verhältnisse an Außenbauteilen nicht nur stationär einstellen. Dank der rechnergeführten, digitalen Regelung besteht darüber hinaus auch die Möglichkeit, Klimaprogramme - Tag-Nacht-Zyklen, Wechsel der Jahreszeiten - entsprechend einer wirklichkeitsnahen Umweltsimulation durchzuführen.

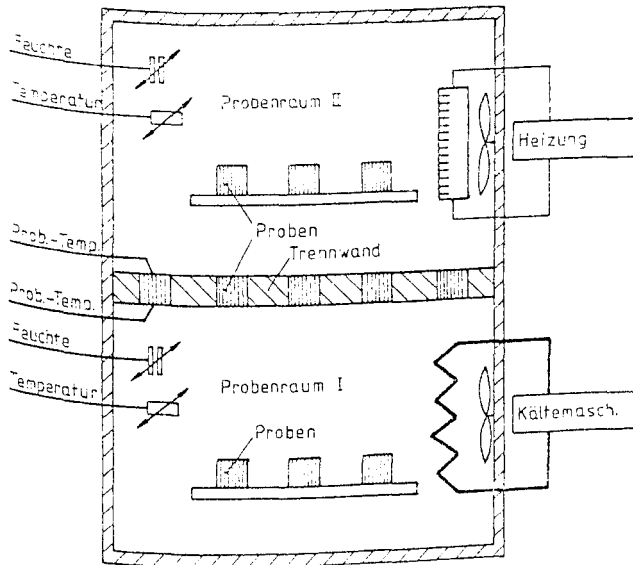


Bild 13: Prinzipskizze der Gradientenklimatekanmer

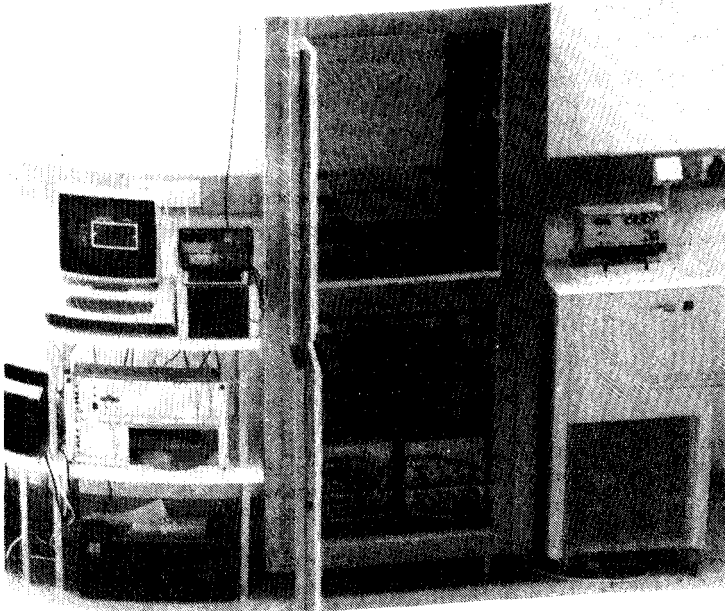


Bild 14: Aufbau des Diffusionsprüfstands

4. Zusammenfassung und Ausblick

Das Teilprojekt B 7 befaßt sich mit den Folgeschäden von Bränden, die durch die Einwirkung korrosiver Brandgasbestandteile auf Stahlbeton hervorgerufen werden. Entsprechend seiner Bedeutung in der Schadenspraxis liegt der Untersuchungsschwerpunkt auf der Beanspruchung durch chlorwasserstoffhaltige Gase, die beim Abbrand des Massenkunststoffs PVC entstehen und als Salzsäure auf Einrichtungen und Bauteilen kondensieren. Hieraus resultiert die Gefahr der Bewehrungskorrosion, sofern Chloridionen im Laufe der Zeit ins Bauteilinnere vordringen können.

Im Sinne wirklichkeitsnaher Bedingungen stellt das Teilprojekt die Untersuchungen an Außenbauteilen in den Vordergrund. Hieraus erwächst die Notwendigkeit, die Chloriddiffusion speziell unter dem Einfluß eines Temperatur- und Feuchtgradienten zu untersuchen.

Einen tiefergehenden Einblick in die Transportvorgänge des in den Baustoff eingedungenen Chlorids verspricht der Einsatz mikroanalytischer Methoden; sie erlauben es darüber hinaus, Korrosionsvorgänge an der Stahlbewehrung frühzeitig zu erfassen und mit der Chloridverteilung zu verknüpfen.

Neben der Untersuchung ungeschützter Betonproben sollen mittels der gleichen experimentellen Methodik vorbeugende Schutzmaßnahmen in Form von Beschichtungen und Imprägnierungen auf ihre Einsatzfähigkeit geprüft werden.

5. Literatur

- [1] Martin, H.: Zeitlicher Verlauf der Chloridionenwanderung in Beton, der einem PVC-Brand ausgesetzt war. Betonwerk + Fertigteil-Technik 41 (1975), H. 1, S. 19 - 24, und H. 2, S. 89 - 95.
- [2] Locher, F.W.; Sprung, S.: Einwirkung von salzsäurehaltigen PVC-Brandgasen auf Beton. Beton 20 (1970), H. 2, S. 63 - 65 und H. 3, S. 99 - 104.
- [3] Koll. "Chloridkorrosion", Wien 22. - 23.02.1983.

- [4] Volkwein, A.: Eindringen von Chloridionen in den Beton von Straßenbrücken. Straße und Autobahn (1980), H. 4, S. 168 - 173.
- [5] Weigler, H.; Segmüller, E.: Einwirkung von Chloriden auf Beton. Betonwerk + Fertigteil-Technik (1973), H. 8, S. 577 - 584.
- [6] Schmidt, A.: Über das System Chlorwasserstoff/Wasser. Chemie-Ing.-Techn. 25 (1953), Nr. 8/9, S. 455 - 466.
- [7] Brodersen, H.A.: Zur Abhängigkeit der Transportvorgänge verschiedener Ionen im Beton von Struktur und Zusammensetzung des Zementsteins. Dissertation RWTH Aachen (1982).
- [8] Schneider, U.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zementstein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie. TIZ-Fachberichte (1983), Vol. 107, Nr. 2, S. 102 - 109.
- [9] Page, C.L.; Short, N.R.; El Tarras, A.: Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes. Cement and Concrete Research (1981), Vol. 11, S. 395 - 406.
- [10] Klopfer, H.: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen. S. 66, Bauverlag, Wiesbaden und Berlin (1974).
- [11] Richartz, W.: Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung. Zement-Kalk-Gips 22 (1969), H. 10, S. 447 - 456.

C

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich C "Thermische Prozesse"

Allgemeine Angaben zum Projektbereich C

Brände sind instationäre Vorgänge. Das hat zur Folge, daß die Entstehung, Entwicklung und Abkühlphase eines natürlichen Brandes von Fall zu Fall unterschiedlichen Randbedingungen unterliegt. Als wesentlichste Einflußparameter eines solchen Brandes sind u. a. die Brandlast, der Belüftungsgrad und die Geometrie des "Brandraums" und die Bauteilsituationen im Brandbereich zu erwähnen. Sowohl die Reproduzierbarkeit natürlicher Brände in ihrer thermodynamischen Auswirkung auf die Bauteile und Konstruktionen als auch die rechnerisch wirklichkeitsnahe Bestimmung des zeitlichen Temperaturverlaufs in irgendeinem Brandbereich sind bis heute ungelöste Probleme geblieben.

Die Notwendigkeit, zu geeigneten Rechenansätzen und -methoden zu gelangen, die die Erwärmungsvorgänge im Bauteil und dadurch das Tragverhalten der Konstruktionen einer rechnerischen Vorhersage zugänglich machen, ist relevant und führte zu den im Projektbereich C 3 betriebenen experimentellen und theoretischen Untersuchungen.

Das Teilprojekt C 3 hat sich zur Aufgabe gestellt, diese Probleme einer Lösung näherzubringen. Es soll wesentliche, zusätzliche Erkenntnisse über den Brandablauf und die thermische Beanspruchung in räumlichen Tragwerken liefern.

Das Forschungsvorhaben steht im engen Zusammenhang mit Teilprojekt A, vor allem dadurch, daß hier gewonnene Erkenntnisse bei der Festlegung der thermischen Auswirkungen der natürlichen Brände auf die Bauteile in Versuchssimulationen aufgegriffen werden sollen.

Die Ergebnisse sowohl der experimentellen als auch der theoretischen Untersuchungen werden als notwendige Eignungsgrößen für die Weiterarbeit in den Projektbereichen A, B und D aufbereitet.

Liste der Veröffentlichungen und Berichte im Berichtszeitraum, verfaßt
von Mitarbeitern des Projektbereichs C

- Schneider, U.,
Haksever, A.: Bestimmung baulicher Brandschutzmaßnahmen in Laborge-
bäuden. GIT Fachzeitschrift für das Laboratorium,
25. Jg. 10/81, S. 825 - 830
- Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei na-
türlichen Bränden. Schriftenreihe des Instituts für
Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen
Universität Braunschweig, Heft 52, 1982
- Kordina, K.,
Haksever, A.: Evaluation of the loadbearing capacity of columns of
a hallbuilding during a fire. Veröffentlichung dem-
nächst in "Fire Safety Journal"
- Haksever, A.,
Schneider, U.: Brandschutztechnische Bemessung von Stahlkonstruktio-
nen bei realen Bränden. Der Bauingenieur 58, April 1983
- Schneider, U.,
Haksever, A.: Probleme der Wärmebilanzberechnung von natürlichen
Bränden in Gebäuden. Bauphysik, Heft 1, 1981, S. 22-31
- Schneider, U.,
Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschied-
lichen Randbedingungen. Schriftenreihe des Instituts
für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Techni-
schen Universität Braunschweig, Heft 46, 1980
- Haksever, A.: Yangin geçirilmiş yapı alemanlarında yüksek sıcaklık
etkisinin saptanması (Bestimmung des Einwirkungsgra-
des der Hochttemperaturen bei den brandbeanspruchten
Bauteilen). Technische Universität Istanbul, April
1982 (türkisch) - Vortrag
- Haksever, A.,
Krampf, L.: Möglichkeiten einer nachträglichen Beurteilung der in
einem Betonbauteil während eines Schadenfeuers aufge-
tretenen Temperaturen. Veröffentlichung demnächst im
Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, 1983

- Haksever, A.: Berechnung der Brandentwicklung und -ausbreitung durch Wärmebilanzen. Vortrag zum 6. Internationalen Brandschutzseminar. Karlsruhe, September 1982 (s. auch 6. Int. Brandschutzseminar, Band I, Karlsruhe, September 1982)
- Hagen, E.: Experimentelle Untersuchungen über die einen Brandablauf bestimmenden Parameter. Vortrag zum 3. Öffentlichen Forschungskolloquium, Karlsruhe, Sept. 1982
- Haksever, A.: Enerji Dengelemesi hesaplarinin pratik uygulaması. (Anwendungsmöglichkeiten der Wärmebilanzrechnungen für die Praxis), Technical University of Blacksea, Trabzon, April 1983

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt C 3

Natürlicher Brand, seine Einflußparameter
in kleinen und großen Brandräumen

beteiligte Wissenschaftler

Dipl.-Phys. E. Hagen

Dr.-Ing. A. Haksever

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981 - 1983

Förderungsantrag vom Mai 1980, S. 207 - 218

Das Teilprojekt C 3 hat die Zielsetzung - aufbauend auf einer Reihe von Klein- und Großversuchen -, weitere und vertiefte Erkenntnisse über die Brandentstehung und -ausbreitung sowie den Temperaturverlauf in Brandräumen zu gewinnen und außerdem die zeitabhängigen Wärmeübergangsbedingungen an seinen Umfassungsbauteilen zu bestimmen. Darüber hinaus soll das Projekt Aufschluß über die Entwicklung von Brandgasen geben.

Die Untersuchungen sind überwiegend experimenteller Art. Messungen werden durchgeführt zur Bestimmung der Temperaturfelder im Brandraum, der Abbrandraten der Brandlasten, der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Feuerfront, der Zusammensetzung der Abgase, der Energieverteilungen sowie der Wärme- und Stoffströme im Brandraum in Abhängigkeit von den brandbeeinflussenden Parametern.

Da weiterführende Arbeiten des Brandgeschehens bei beliebig verteilter Brandlast, Ventilation und Größe des Brandraums nicht vorhanden sind, wird wegen der bisher fehlenden Darstellung der Gesamtvorgänge eine Kopplung der sich gegenseitig beeinflussenden Parameter in diesem Teilprojekt angestrebt.

Der erste Arbeitsbericht befaßt sich mit experimentellen Untersuchungen; in Bericht C 3 - 1 wird das Abbrandverhalten von Holzkrippen in kleineren und größeren Brandräumen beschrieben. Dabei werden die stoffspezifischen Eigenschaften des Holzes im Brandfall nicht in den Vordergrund gestellt, sondern es werden die Entstehung und Entwicklung des Brandes selbst als solche bei verschiedenen Lüftungsgraden und Brandlastkonfigurationen - aufbauend auf die Versuchsergebnisse - diskutiert.

Im Bericht C 3 - 2 werden zunächst die Grundlagen der numerischen Methoden zur Beschreibung eines Brandablaufs vorgestellt und Brandraummodelle für homogene Temperaturverteilungen der Heißgase präsentiert. Die Effektivität des Rechenverfahrens wird bei wirklichkeitsnahen Eingangsgroßen im Rechenprogramm, exemplarisch für Brandräume mit vertikalen und horizontalen Öffnungen, demonstriert.

Während es sich im Bericht C 3 - 2 hauptsächlich um kleinere Brandräume mit Labormaßstäben handelt, behandelt der Bericht C 3 - 3 Brand-

versuche in Großbrandräumen aus der Forschung und der Praxis. Brandabläufe in solchen Brandräumen werden rechnerisch analysiert und die brandbeeinflussenden Parameter mit Hilfe der Meßdaten ermittelt. Der Bericht diskutiert die Möglichkeiten der Laborversuche, um Aussagen für Großversuche machen zu können.

Im Beitrag C 3 - 4 wird ein projektübergreifendes Thema behandelt. Das Tragverhalten der Stahlbetonstützen im Schadensfeuer wird mit den ersten mit Holzkrippen durchgeführten natürlichen Brandversuchen im Versuchsstand des Teilprojekts A 1 experimentell und rechnerisch untersucht. Die Arbeit bringt den Zusammenhang zwischen den beiden Projekten C 3 und A 1 deutlich zutage.

Schließlich wird im Beitrag C 3 - 5 ein weiteres projektübergreifendes Thema zur Verdeutlichung des breiten Tätigkeitsspektrums des Teilprojekts C 3 vorgestellt. Das Thema behandelt die Lösung der komplizierten Feuerprobleme mit ingenieurmäßigen Ansätzen. Da die Bestimmung der instationären Temperaturfelder in Bauteilen als eine primäre Voraussetzung für die rechnerische Vorhersage des Bauteilverhaltens gilt, wird in dem Beitrag C 3 - 5 eine Lösungsmethode vorgestellt, wodurch die Berechnung der Querschnittstemperaturen bei beliebigen thermodynamischen Randbedingungen unter Einhaltung der gewünschten Genauigkeitsgrenzen der Ergebnisse für die Praxis mit einem einfachen Taschenrechner möglich wird.

Bezeichnungen und Symbole

A _g	Bodenfläche des Brandraums [m ²]
A _j	Wandoberfläche [m ²]
A _w	Vertikale Fensteröffnung [m ²]
B	Gesamtbrandlastmenge [kg]
b	Breite der Querschnitts [cm]
b _D	Breite der Fenster [m]
c	Kontraktionskoeffizient [1]
d _l	Höhe des Querschnitts [cm]
c _w	Wärmekapazität der Umfassungsbauteile [kJ/m ³ K]
e	Planausmitte [cm]

F_e	Stahlbewehrung [\emptyset , cm^2]
g	Erdbeschleunigung [m/s^2]
H	Fensterhöhe [m]
\dot{h}_c	freigesetzte Energie [kJ/s]
\dot{h}_g	gespeicherte Energie im Brandraumgas [kJ/s]
\dot{h}_L	Konvektion durch Öffnungen [kJ/s]
\dot{h}_o	Fensterstrahlung [kJ/s]
\dot{h}_w	an die Umfassungsbauteile abgegebene Energie [kJ/s]
H_u	unterer Heizwert [kJ/kg]
l_K	Knicklänge [m]
\dot{m}_g	ausströmende Gasmengen [kg/s]
\dot{m}_L	eintretende Luftmengen [kg/s]
Q_{Br}	Restbrandlast [%]
\dot{R}	Abbrandrate [kg/s]
\dot{R}^{sp}	spezifische Abbrandrate des Brandgutes [$\text{kg/m}^2\text{h}$]
\dot{R}^{BO}	Abbrandrate bei Beginn der Abkühlphase (20 % Restenergie) [$\text{kg/m}^2\text{h}$]
v_f	Ventilationsfaktor [$\text{m}^{5/2}$]
Γ	kg Brennstoff pro kg Luft bei stöchiometrischer Verbrennung [kg B/kg L]
r_H	hydraulischer Radius [m]
s	Wärmeübergangszahl [m]
v_{gB}	Geschwindigkeit der ausströmenden Gase [m/s]
v_k	Inhalt des Brandraums [m^3]
α	konvektiver Wärmeübergang [$\text{kJ/m}^2\text{hK}$]
β_w	Würfelfestigkeit [N/mm^2]
ϵ_{res}	mittlere Emission [1]
λ_w	Wärmeleitfähigkeit der Umfassungsbauteile [kJ/mhK]
ρ_w	Dichte der Umfassungsbauteile [kg/m^3]
σ	Stefan-Boltzmann-Konstante [$\text{kJ/m}^2\text{hK}^4$]
ϑ	Temperatur [$^{\circ}\text{C}$, K]
T_g	Temperatur im Brandraum [K]
T_o	Temperatur der Umgebung [K]
t_{gr}	Grenzzeitpunkt [h]
u	Rauchgasgeschwindigkeit [m/min]
ζ	Mischungsbeiwert [1]
ϕ	stöchiometrischer Verbrennungsfaktor [1]

Weitere Bezeichnungen und Symbole werden im Text erläutert.

Schrifttum

- [1] DIN 4102 "Baulicher Brandschutz", Teil 2, Ausgabe 1977.
- [2] Kordina, K., Schneider, U.: Baulicher Brandschutz im Industriebau - Stand der Erkenntnisse. VGB Kraftwerkstechnik 59, Heft 2, Februar 1979.
- [3] Haksever, A., Kordina, K.: Brandschutztechnische Bemessung der neuen Wiener Reichsbrücke. CIB W 14/80/54 (D).
- [4] Schneider, U., Haksever, A.: Probleme der Wärmebilanzrechnung von natürlichen Bränden in Gebäuden. Bauphysik 1/1981, S. 22 - 31.
- [5] Nilsson, L.: Time Curve of Heat Release for Compartment Fires with Fuel of Wooden Cribs. Lund Inst. of Techn., Bulletin 35, Lund/Sweden, 1974.
- [6] Kawagoe, K.: Fire Behaviour in Rooms. Building Research Inst., Report No. 27, Tokio, 1958.
- [7] Ödeen, K.: Theoretical Study of Fire Characteristics in enclosed Spaces. Bulletin 10, Division of Building Construction, Royal Institute of Technology, Stockholm 1963.
- [8] Magnusson, S.E., Thelandersson, S.: Temperature-Time Curves of complete Process of Fire Development. Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building, Construction Series No. 65, Stockholm, 1970.
- [9] Thomas, P.H.: Fires in Enclosures. BRE current Paper CP 30/74, Fire Research Station, London, 1974.
- [10] Babrauskas, V., Williamson, R.: Post-Flashover Compartment Fires. National Bureau of Standards, Washington, D.C. 20 234.
- [11] Böhm, B.: Fully developed polyethylene and wood compartment fires. Technical University of Denmark, Lyngby, 1977.

- [12] Harmathy, T.Z.: A New Look at Compartment Fires. Fire Technology, Vol. 8, No. 3 and 4, 1972.
- [13] Quientiere, J.: The Growth of Fire in Building Compartments. Nat. Bureau of Standards, Preprint No 7, Gaithersburg, 1976.
- [14] Tanaka, T.: A Model for Fire Spread in small scale Buildings. Building Research Institute, CIB-Paper W 14/78/39 (J), Tokyo, 1978.
- [15] Hasemi, Y.: Numerical Calculation of the natural Convention in Fire Compartments. Building Research Institute, Paper No. 69, Tokyo, 1977.
- [16] Mitler, H.E., Emmons, H.W.: Documentation for CFC V, the fifth Harward Computer Fire Code. National Bureau of Standards, Washington D.C. 20 234, 1981.
- [17] Schneider, U., Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 46, 1981.
- [18] Haksever, A., Schneider, U.: Brandschutztechnische Bemessung von Stahlkonstruktionen bei realen Bränden (Veröffentlichung in Vorbereitung, demnächst im "Bauingenieur", 1983.
- [19] Kordina, K., et al.: Brandversuche Lehrte, Schriftenreihe des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Nr. 04.037.
- [20] Roitmann, M.J.: Grundlagen der Brandschutz-Normung im Bauwesen. Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld, 1972.
- [21] Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Techn. Universität Braunschweig, Heft 52, 1982.
- [22] Hagen, E.: Experimentelle Untersuchungen über die einen Brandablauf bestimmenden Parameter. 3. Öffentl. Forschungskolloquium des SFB 148, Karlsruhe, 1982.

- [23] Schneider, U., Haksever, A.: Bestimmung der äquivalenten Branddauer von statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonbalken bei natürlichen Bränden. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Techn. Universität Braunschweig, 1976.
- [24] Smirnow, W.I.: Lehrgang der höheren Mathematik, Teil II, Deutscher Verlag der Wissenschaften, Berlin, 1972.
- [25] Gröber et al.: Wärmeübertragung. Springer-Verlag Berlin, 1963.
- [26] Rogosinski, W.: Fouriersche Reihen. W. de Gruyter, Berlin und Leipzig, 1930.
- [27] Frank, Ph. et al.: Differentialgleichungen der Physik. Verlag Vieweg & Sohn, Braunschweig, 1935.

Experimentelle Untersuchungen
über die einen Brandablauf
bestimmenden Parameter

von

Dipl.-Phys. E. Hagen

Inhalt

1. Ziele und Aufgaben der experimentellen Forschung im Teilprojekt C 3	C 3 - 1 - 2
2. Versuchsdurchführung und -ergebnisse	C 3 - 1 - 4
2.1 Beschreibung der für C 3-Versuche verwendeten Brandräume im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig	C 3 - 1 - 4
2.2 Überblick über die in der ersten Förderungsperiode durchgeführten Versuche im kleinen Brandraum	C 3 - 1 - 5
2.3 Darstellung der Versuchsergebnisse im kleinen Brandraum	C 3 - 1 - 6
2.3.1 Äquivalente Branddauer und Brandbewer- tungsfaktor	C 3 - 1 - 6
2.3.2 Charakteristische Abbrandraten für verschie- dene Brandgutkonfigurationen und verschiede- ne Ventilationsverhältnisse	C 3 - 1 - 10
2.3.3 Verschiedene Temperatur-Zeit-Kurven bei Var- iation der Parameter "Brandlast", "Venti- lation" und "Stapeldichte"	C 3 - 1 - 13
2.4 Versuche im großen Versuchsstand des Sonderfor- schungsbereichs	C 3 - 1 - 16
2.4.1 Begründung und Charakterisierung der Versuche	C 3 - 1 - 16
2.4.2 Einige Versuchsergebnisse	C 3 - 1 - 18
3. Zusammenfassung und Zukunftsplanung	C 3 - 1 - 22

1. Ziele und Aufgaben der experimentellen Forschung im Teilprojekt C 3

Das Ziel der experimentellen Forschung im Teilprojekt C 3 ist unter anderem, sowohl die Temperatur-Zeit-Verläufe als auch die während des Brandverlaufs veränderliche Energiefreisetzung und Energieübertragung bei sog. natürlichen Bränden zu bestimmen. In diesem Teil des Forschungsberichtes sollen die Ergebnisse der Versuche, die in der ersten Förderungsperiode seit Bestehen des Teilprojekts C 3 durchgeführt wurden, vorgestellt werden.

In Bild 1 ist schematisch dargestellt, von welchen Parametern die Abbrandrate und damit die Energiefreisetzung, die Temperaturverteilung und die Maximaltemperaturen bei einem natürlichen Brand abhängen. Dies sind

- die Brandlast nach Art und Menge,
- die Verteilung der Brandlast im Brandraum,
- die Geometrie des Brandraums und die Baustoffe der Wände und Decken,
- die Ventilationsbedingungen.

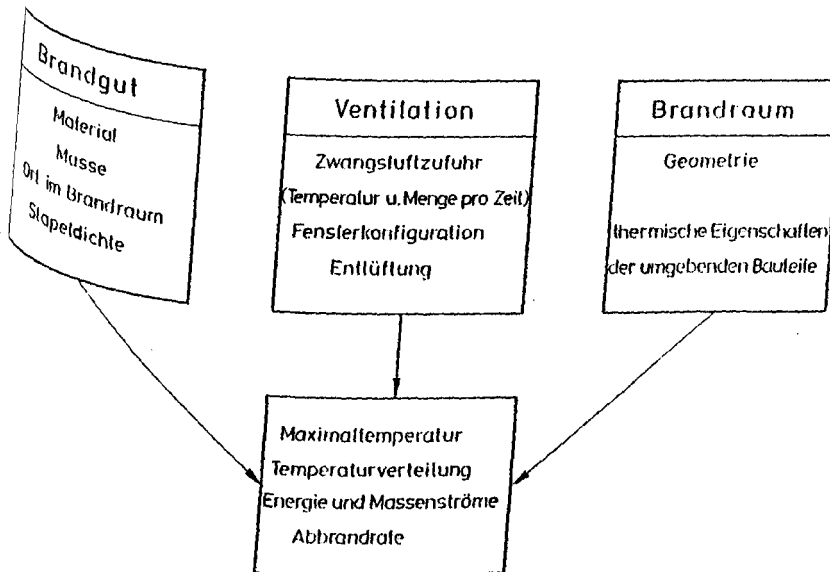


Bild 1: Die den natürlichen Brand beeinflussenden Parameter

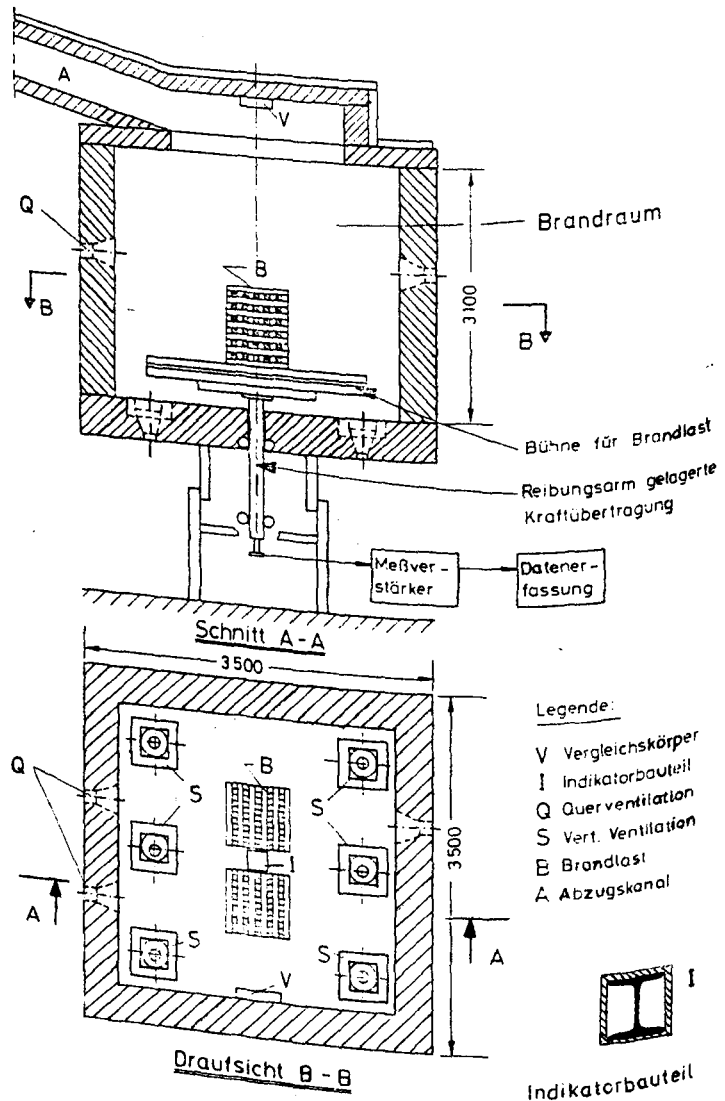


Bild 2: Kleiner Brandraum für Abbrandversuche

Hieraus ergibt sich die experimentelle Aufgabe: Es müssen Temperaturverteilungen, Abbrandraten, Wärme- und Massenströme vor, hinter und im Brandraum bei Variation der angegebenen Parameter gemessen werden.

2. Versuchsdurchführung und -ergebnisse

2.1 Beschreibung der für C 3-Versuche verwendeten Brandräume im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig

Im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig steht ein Brandraum mit den Abmessungen 3,5 m x 3,5 m x 3,1 m (Grundfläche x Höhe) zur Verfügung (s. Bild 2).

Die Zwangsluft kann über zwei Gebläse (horizontal und vertikal) reguliert und gemessen werden. Natürliche Ventilationsbedingungen lassen sich nur bedingt mit drei kleinen Fensteröffnungen (ca. 30 cm x 30 cm) und einer Tür (ca. 150 cm x 60 cm) einstellen. Die Abbrandrate wird dadurch bestimmt, daß zu jeder Zeit der Branddauer die Restbrandlast mit einer Kraftmeßdose gemessen wird. Im Brandraum sind NiCr-Ni-Mantelthermoelemente so verteilt, daß sowohl die Temperaturschichtung über die Höhe als auch eine Temperaturverteilung in Ebenen gleicher Höhe bestimmt werden kann. Um äquivalente Branddauern zu bestimmen, steht in der Brandraummitte ein wärmeisolierter IPB 180-Stahlträger (Indikatorbauteil). An der Wand und an der Decke im Abzugskanal befindet sich je ein Vergleichskörper nach DIN 18 230, der zur Bestimmung der sog. Vergleichsbranddauer und damit zur Bestimmung eines Brandbewertungsfaktors (siehe m-Faktor-Bestimmung in der DIN 18 230) verwendet werden kann. Die Geometrie des Brandraums und die Beschaffenheit der umgebenden Bauteile können in diesem Versuchsstand nicht verändert werden.

Auch der Versuchsstand, der zur Untersuchung von flächenförmigen Bauteilen (A 2-Projekt) verwendet wird, ist für Abbrandversuche im Rahmen des C 3-Projekts geeignet. Er ist in allen drei Raumrichtungen in der Größe variierbar, seine maximalen Abmessungen sind 4 m x 10 m x 2,10 m (Grundfläche x Höhe), siehe Bilder 13 und 14. Da er aufgrund seiner Größe und Bauart gut in unterschiedliche Brandabschnitte aufgeteilt werden kann, kann hier sehr gut die Brandausbreitung und Brandübertragung

zwischen verschiedenen Räumen untersucht werden. Die Ventilationsverhältnisse lassen sich aufgrund der größeren Dichtigkeit besser einstellen als im oben beschriebenen kleinen Brandraum, natürliche Ventilationsverhältnisse können hier jedoch nicht simuliert werden. Die Bestimmung der Abbrandrate durch Messung der Restbrandlast ist nicht möglich, es muß mit Hilfe der Gasanalyse und der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Flammen auf die Abbrandrate geschlossen werden. Zur Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeit unter den unterschiedlichsten Versuchsbedingungen ist der Brandraum aufgrund seiner relativ großen Grundfläche und der Unterteilbarkeit in unterschiedliche Brandabschnitte sehr gut geeignet.

2.2 Überblick über die in der ersten Förderungsperiode durchgeführten Versuche im kleinen Brandraum

Laut Projektantrag ist vorgesehen, pro Jahr ca. 30 Brandversuche in dem vorstehend beschriebenen kleinen Brandraum durchzuführen. Im Zeitraum vom Juli 1981 bis zum April 1983 sind hier insgesamt 60 Brandversuche durchgeführt worden. Als Brandmaterial wurden zu Krippen vernagelte Fichtenholzplatten mit einer Länge von 80 cm und einem quadratischen Querschnitt von 4 cm x 4 cm verwendet. Das hat mehrere Gründe: Einmal werden die Versuche dadurch reproduzierbar und die Meßwerte miteinander vergleichbar. Außerdem werden bei der Nachrechnung von natürlichen Brandabläufen sämtliche Brandlasten auf Normkrippen umgerechnet.

In den ersten Versuchsreihen wurden im kleinen Brandraum Temperaturen und äquivalente Brandauern bestimmt, später zusätzlich die Abbrandrate, der Energiestrom in die Wand und der O_2 -, CO_2 - und CO-Gehalt im Abgas-kanal. Die folgenden Parameter wurden variiert:

- Menge des Brandguts,
- Ort der Brandlast im Brandraum,
- Ventilation,
- Stapeldichte.

Brandlast [kg/m ²]	Ventilation [m ³ /h]	Ort der Brandlast	Holzanteil in den Krippen
6 bis 70	3000	Brandraummitte Brandraumecke	50 %
30	800 bis 4000	Brandraummitte	50 %
30	3000 und andere	Brandraummitte Brandraumecke gleichm. Verteilung	50 %
30 und andere	3000	Brandraummitte	25 % 50 % 75 %

Meßgrößen: äquivalente Branddauer
Vergleichsbranddauer nach DIN 18 230
Restbrandlast
Temperaturprofile
Energiestrom in die Wand

Anzahl der durchgeführten Versuche: 60

Bild 3: Übersicht über die durchgeführten Versuche

Es ist für die Versuchsübersicht und die Darstellung der Ergebnisse sinnvoll, die Versuche zu 4 Versuchsreihen zusammenzustellen, wobei je einer der oben angegebenen Parameter variiert wird und die anderen drei jeweils konstant gehalten werden. Man erhält dabei für jede der variierten Größen eine Schar von Temperatur-Zeit-Kurven oder von Kurven der Abbrandrate über der Zeit. Weiterhin können andere für den Brand charakteristische Größen, wie z. B. die maximale Abbrandrate, die äquivalente Branddauer oder die maximale Brandraumtemperatur als Funktion des jeweils veränderten Parameters angegeben werden.

2.3 Darstellung der Versuchsergebnisse im kleinen Brandraum

2.3.1 Äquivalente Branddauer und Brandbewertungsfaktor

Bild 4 zeigt die für Abbrandversuche mit zentrischer und exzentrischer Brandlast typischen Temperaturkurven (exzentrische Brandlast bedeutet

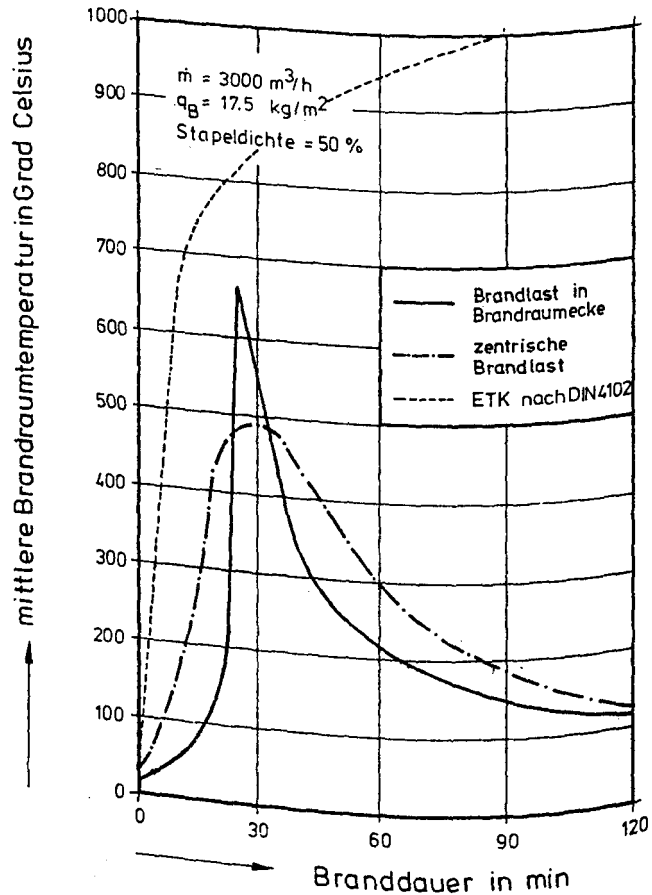


Bild 4: Verschiedene Formen von Temperatur-Zeit-Kurven

hier, daß die Brandlast in einer Brandraumecke gestapelt ist). Wegen des Kamineffektes und der daraus resultierenden Flash-over-Zustände erreichen die Brandraumtemperaturen bei dem Abbrandversuch mit exzentrischer Brandlast höhere Werte. Für die Höhe der äquivalenten Branddauer, die aus der maximalen Temperaturerhöhung im Indikatorbauteil bestimmt wird, ist jedoch die Menge der in das Indikatorbauteil hineinfließenden Energie verantwortlich.

Auf Bild 5 sieht man, daß für alle Brandlasten die äquivalenten Branddauern trotz der höheren maximalen Brandraumtemperaturen bei einem Abbrandversuch mit exzentrischer Brandlast geringer sind. Es wird deutlich,

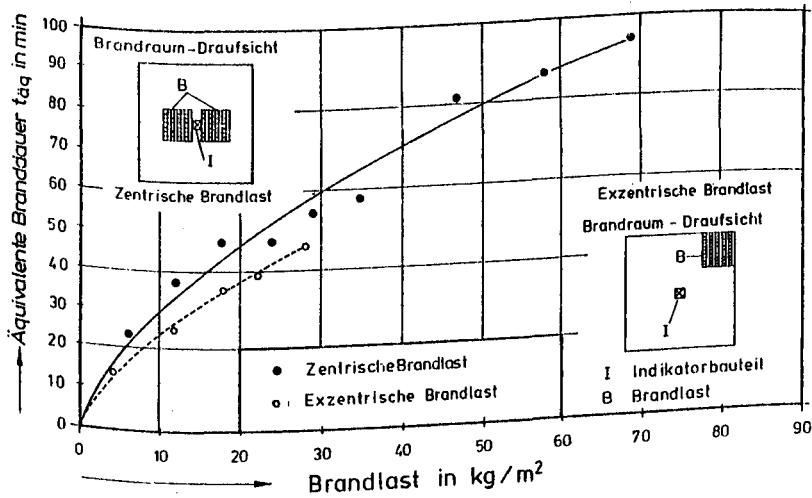


Bild 5: Äquivalente Brandlasten für Holzbrandlasten mit 50 %iger Stapeldichte

daß die äquivalente Branddauer nicht nur von der Höhe und dem Anstieg der Temperaturen am Brandort beeinflusst wird, sondern besonders auch von der Dauer der maximalen Temperaturen. Dagegen kann für die Bauteilbeanspruchung der Verlauf der Temperatur-Zeit-Kurve sehr wichtig sein; diesen kann man jedoch - wie man hier sehen konnte - nicht an kritischen Werten der äquivalenten Branddauer erkennen. Zu der niedrigen äquivalenten Branddauer bei einem Abbrandversuch mit exzentrischer Brandlast kann noch folgendes gesagt werden: Es kann sein, daß aufgrund des Kamineffektes unverbrannte Gase den Brandraum verlassen und dadurch die Energiefreisetzung im Brandraum verringert wird. Hierüber könnte eine Gasanalyse im Abzug Auskunft geben, die bei künftigen Versuchen durchgeführt werden soll.

Um Brandbewertungsfaktoren wie die m-Faktoren aus der DIN 18 230 zu bestimmen, muß zunächst für verschiedene Brandlasten, die aus Normkrippen bestehen, eine sog. Vergleichsbranddauer ermittelt werden. Die Vergleichsbranddauer ist die Zeit, die ein nach ETK ablaufender Brand benötigt, um in einem Vergleichskörper nach DIN 18 230 dieselbe Tempera-

turerhöhung zu bewirken wie der Brand mit der entsprechenden Brandlast aus Holzkrippen.

Im Bild 6 sind die Vergleichsbranddauern über der Brandlast aufgetragen, und zwar einmal die im Braunschweiger Ofen ermittelten Werte (Meßpunkte) und die in Dortmund bestimmten Werte aus der DIN 18 230. Bei geringen Brandlasten stimmen die Werte sehr gut überein, bei hohen Brandlasten sind die Vergleichsbranddauern aus dem Braunschweiger Ofen höher. Das ist darauf zurückzuführen, daß hier dem Ofen mehr Luft pro Zeit zugeführt wurde als in Dortmund und deshalb bei höheren Brandlasten eine für die Verbrennung optimale Ventilation vorlag.

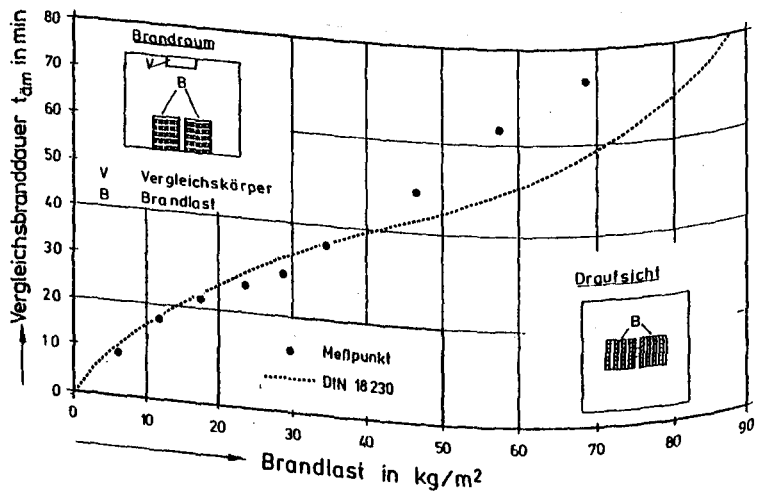


Bild 6: Vergleichsbranddauern für verschiedene Brandlasten

Mit Hilfe dieser "Eichkurve" wurden nach der Vorschrift zur m-Faktor-Bestimmung aus der DIN 18 230 Brandbewertungsfaktoren für Brandlasten aus Holzkrippen mit 25 % Holz und mit 75 % Holz berechnet. Es hat sich dabei herausgestellt, daß diese Werte nicht mit den in Dortmund ermittelten m-Faktoren vergleichbar sind. Als Gründe dafür können andere Ventilationsbedingungen, eine andere Ofengeometrie und ein anderer Abzug angegeben werden. Um m-Faktoren zu bestimmen, müssen also auf alle Fälle die Angaben über den Ofenaufbau und die Versuchsbedingungen (ins-

besondere die Ventilation), die in der DIN 18 230 vorgeschrieben sind, eingehalten werden.

2.3.2 Charakteristische Abbrandraten für verschiedene Brandgutkonfigurationen und verschiedene Ventilationsverhältnisse

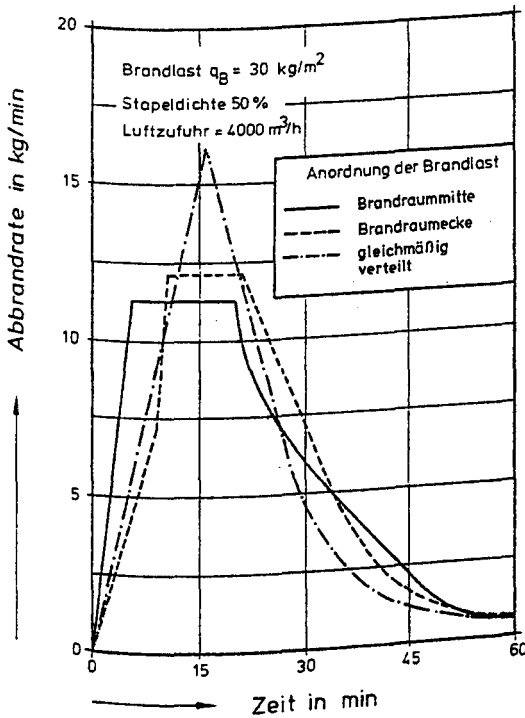


Bild 7: Abbrandrate bei verschiedenen Brandgutanordnungen

Einer der wichtigsten Einflußparameter, die den Brandablauf am Brandort bestimmen, ist die Abbrandrate. Im folgenden wird über die Abhängigkeit der Abbrandrate von verschiedenen den Brand beeinflussenden Parameter berichtet.

Bei der Bestimmung der Abbrandrate als Funktion der Branddauer hat sich ergeben, daß abhängig von der Brandgutanordnung charakteristische Kurvenverläufe existieren (siehe Bild 7). Nachfolgend werden Ergebnisse über drei verschiedene Brandlastverteilungen vorgelegt:

- a) Zentrische Brandlast: Es existiert im Bereich der maximalen Abbrandrate ein Plateau, welches auf einen vorwiegend ventilationsgesteuerten Brandablauf hinweist, d. h. im Plateaubereich herrscht am Brandort Luftmangel.
- b) Exzentrische Brandlast: Auch hier liegt im Bereich der maximalen Abbrandrate ein Plateau vor, die maximale Abbrandrate ist höher als bei Versuchen mit zentrischer Brandlast, und in der Entwicklungsphase liegt eine unterschiedliche Steigung der Abbrandrate vor.
- c) Gleichmäßig verteilte Brandlast: Hier ist die maximale Abbrandrate am größten, die Kurve hat eine dreieckige Form, es gibt kein Plateau. Es liegt vermutlich während der ganzen Branddauer ein brandlastgesteuerter Brand vor.

Obwohl bei allen drei Brandversuchen dem Brandraum die gleiche Luftmenge pro Zeit zugeführt wurde und auch die Brandlast jeweils gleich war, verhält sich die Abbrandrate in Abhängigkeit von der Zeit verschieden. Die Erklärung ist die, daß bei den verschiedenen Brandlastanordnungen die Brandlastoberfläche stark unterschiedlich ist, so daß nur ein von der Brandlastoberfläche abhängiger Anteil der zugeführten Luft am Verbrennungsprozeß beteiligt werden kann. Bei gleichmäßiger Verteilung der Brandlast ist die Oberfläche am größten. Bei der exzentrischen und bei der zentrischen Brandlast sind die Oberflächen gleich, jedoch sorgt der Kamineffekt (Ansaugen von Frischluft zum Brandherd) für eine höhere maximale Abbrandrate und für die unterschiedlichen Steigungen im Entwicklungsbereich. Bei anderen Ventilationsbedingungen sind für diese drei Brandgutanordnungen die gleichen charakteristischen Kurvenverläufe ermittelt worden (s. Bild 9).

Einen weiteren Hinweis darauf, daß bei einem Abbrandversuch mit zentrischer Brandlast der zur Verfügung stehende Sauerstoff nicht vollständig zur Verbrennung genutzt werden kann, gibt das Diagramm, das in Bild 8 zu sehen ist.

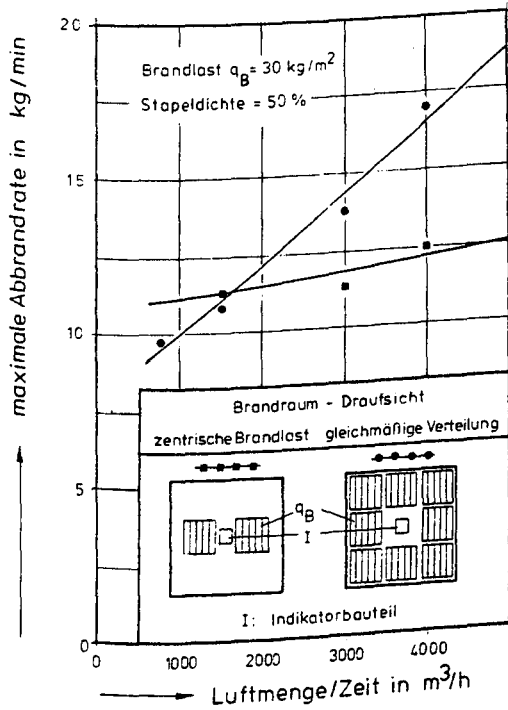


Bild 8: Maximale Abbrandraten in Abhängigkeit von der zugeführten Luftmenge pro Zeit bei verschiedenen Brandgutverteilungen

Hier ist die während des Brandes aufgetretene maximale Abbrandrate über der dem Brandraum zugeführten Luftmenge pro Zeit aufgetragen, und zwar jeweils für Versuche mit zentrischer Brandlast und für Versuche mit gleichmäßig verteilter Brandlast. Während bei gleichmäßig verteilter Brandlast die maximale Abbrandrate sehr stark von der angebotenen Luftmenge abhängt, ist der Einfluß bei in der Brandraummitte gestapelter Brandlast gering. Eine bessere Aussage über die während des Brandes verbrauchten Luftmengen wird demnächst über die Gasanalyse möglich sein.

In Bild 9 soll exemplarisch für Versuche mit gleichmäßig verteilter Brandlast gezeigt werden, daß die angegebenen charakteristischen Kurven der Abbrandrate über der Zeit auch bei anderen Ventilationsbedingungen auftreten. Man sieht die für diese Brandgutanordnung typische

Dreiecksform der Kurven, im Bild 8 ist die Höhe der Maxima in Abhängigkeit von der Luftmenge pro Zeit zu sehen.

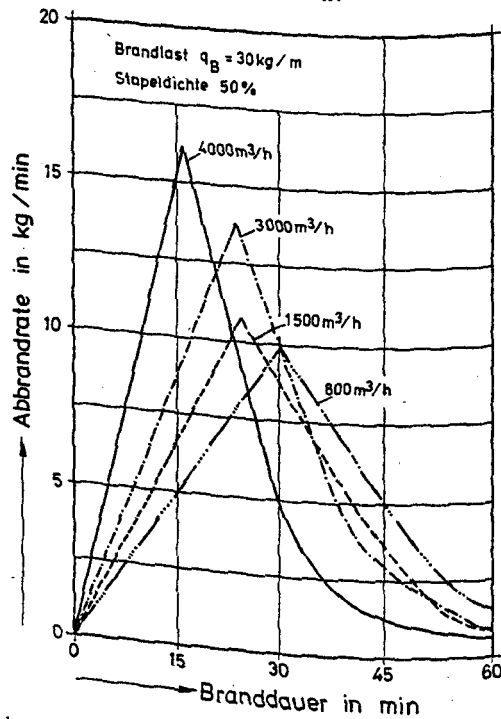


Bild 9: Abbrandversuche mit gleichmäßig verteilter Brandlast bei verschiedenen Ventilationsbedingungen

2.3.3 Verschiedene Temperatur-Zeit-Kurven bei Variation der Parameter "Brandlast", "Ventilation" und "Stapeldichte"

Die Bilder 10, 11 und 12 zeigen die mittleren Brandraumtemperaturen über der Zeit. Einmal wurde die Brandlast variiert (Bild 10), einmal die zugeführte Luftmenge pro Zeit (Bild 11) und einmal die Stapeldichte der Brandlast (Bild 12), während jeweils alle anderen Parameter konstant gehalten wurden. Alle drei Kurvenscharen zeigen die gleiche Tendenz, nämlich einen langsamen Übergang von einem brandlastgesteuerten natürlichen Brand zu einem ventilationsgesteuerten. Charakteristisch dafür sind die flacher werdenden Temperaturmaxima, die gleichzeitig zu höheren

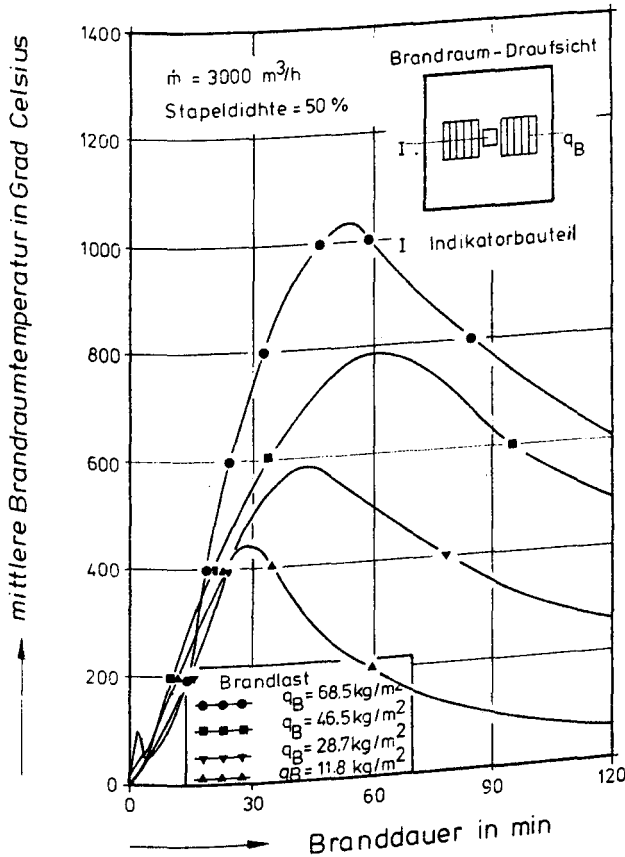


Bild 10: Temperatur-Zeit-Kurven für verschiedene Brandlasten

Brandauern wandern. Außerdem werden die Temperaturmaxima niedriger, je mehr der Abbrand ventilationsgesteuert ist. Dies trifft natürlich nicht zu, wenn der Grund dafür eine Erhöhung der Brandlast ist. Bei Variation der Stapeldichte (Bild 12) ist der Grund für eine Änderung der Charakteristik des Brandablaufs die unterschiedliche Brandlastoberfläche und damit die unterschiedliche Sauerstoffmenge, die dem Feuer zugeführt werden kann. Dies ist die gleiche Erklärung, die im Abschnitt 2.3.3 für das verschiedene Aussehen der Abbrandraten-Zeit-Kurven bei jeweils anderen Brandlastkonfigurationen herangezogen wurde.

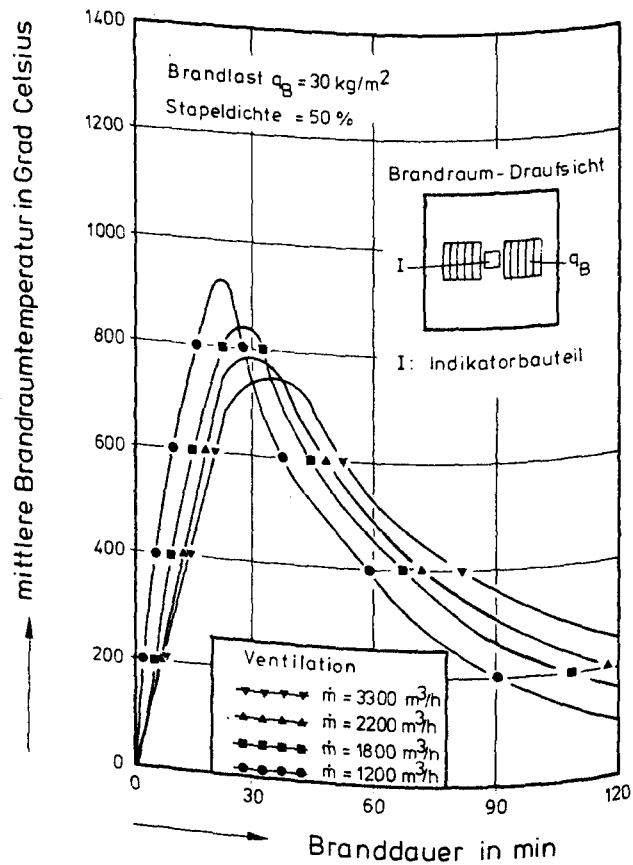


Bild 11: Temperatur-Zeit-Kurven für verschiedene Ventilationsbedingungen

Für die Brandcharakteristik ist also neben der Brandlast und den Ventilationsbedingungen wesentlich die Art der Brandlaststapelung (die ja auch den m-Faktor beeinflusst) und der Ort der Brandlast im Brandraum entscheidend. Um diese Zusammenhänge genauer zu untersuchen, sind Versuche mit punktuell im Brandraum verteilten Holzstapeln gemacht worden, die Ergebnisse hierzu werden in späteren Berichten und Veröffentlichungen gezeigt.

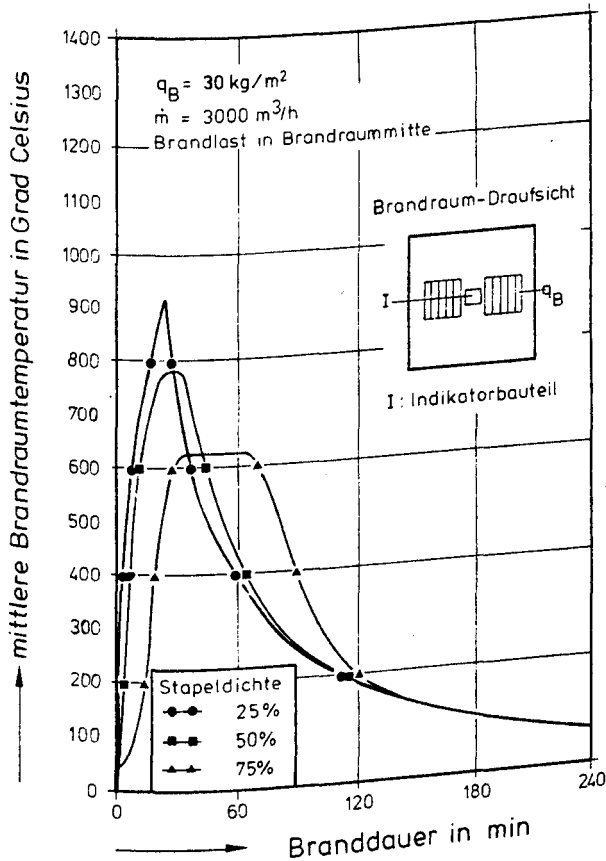
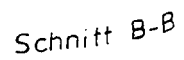
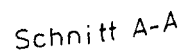
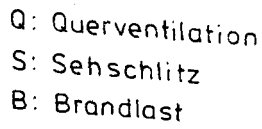


Bild 12: Temperatur-Zeit-Kurven für verschiedene Stapeldichten

2.4 Versuche im großen Versuchsstand des Sonderforschungsbereichs

2.4.1 Charakterisierung der Versuche und Begründung

Die Auswertung und die rechnerische Bearbeitung der im kleinen Brandraum durchgeführten Versuche haben gezeigt, daß dieser Brandraum nur mit Einschränkungen zu benutzen ist, um die Zusammenhänge beim Brand mit definierten Randbedingungen experimentell untersuchen zu können. So ist z.B. wegen der Ofenundichtigkeit, die einen zusätzlichen Ventilationseffekt



316

hervorrufen, ein genaues Einstellen und Messen der Ventilation nicht möglich. Wegen der kleinen Grundfläche können auch kaum Aussagen über die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Flammen nach der Zündung gemacht werden. Ferner ist auch aus Gründen der Undichtigkeit und wegen eines ungünstigen Verlaufs des Abzuges eine Gasanalyse der Abgase nicht genau genug durchführbar. Eine solche Analyse ist wichtig zur Bestimmung der Energiefreisetzung im Brandraum.

Wegen dieser experimentellen Gründe und auch aus Kostengründen (Tastversuche für relativ teure Großversuche) sind im großen Brandraum des Sonderforschungsbereichs bisher 6 Versuche durchgeführt worden. Hierbei wurden die Stapeldichte und die Ventilation variiert, außerdem wurde bei einigen Versuchen der Brandraum in zwei mit einer Türöffnung verbundene Kammern unterteilt, um die Brandübertragung von einem Raum zum anderen zu untersuchen. Es wurde immer nur eine Kammer zwangsventiliert, durch Veränderung des Zündortes wurde erreicht, daß sich das Feuer entweder mit der Luftströmung oder gegen die Luftströmung ausbreitete. Im Bild 13 ist der für einen solchen Versuch aufgebaute Brandraum zu sehen.

Im Meßstein sind Thermoelemente in verschiedenen Tiefen angebracht, um durch Messung des Temperaturgradienten die Energiestromdichte in der Wand zu bestimmen. Die Gasanalyse wurde im Abzugskanal (siehe Bild 14) durchgeführt. Die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit wurde sowohl optisch durch die Sehschlitze (Fotografie, Videoaufnahmen) als auch mit Hilfe von im Holz angebrachten Thermoelementen bestimmt.

Bild 14 zeigt den Brandraum mit dem Versuchsaufbau für einen Abbrandversuch zur Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeit.

2.4.2 Einige Versuchsergebnisse

Da die Versuche im großen Brandraum erst vor kurzem durchgeführt wurden und die Auswertung noch nicht abgeschlossen ist, wird hier nur kurz auf die Ergebnisse eingegangen. Es wird über die Flammenausbreitung bei verschiedenen Stapeldichten berichtet und als Beispiel für Versuche mit zwei verschiedenen Brandkammern der Versuchsablauf anhand einer Gasanalyse erläutert.

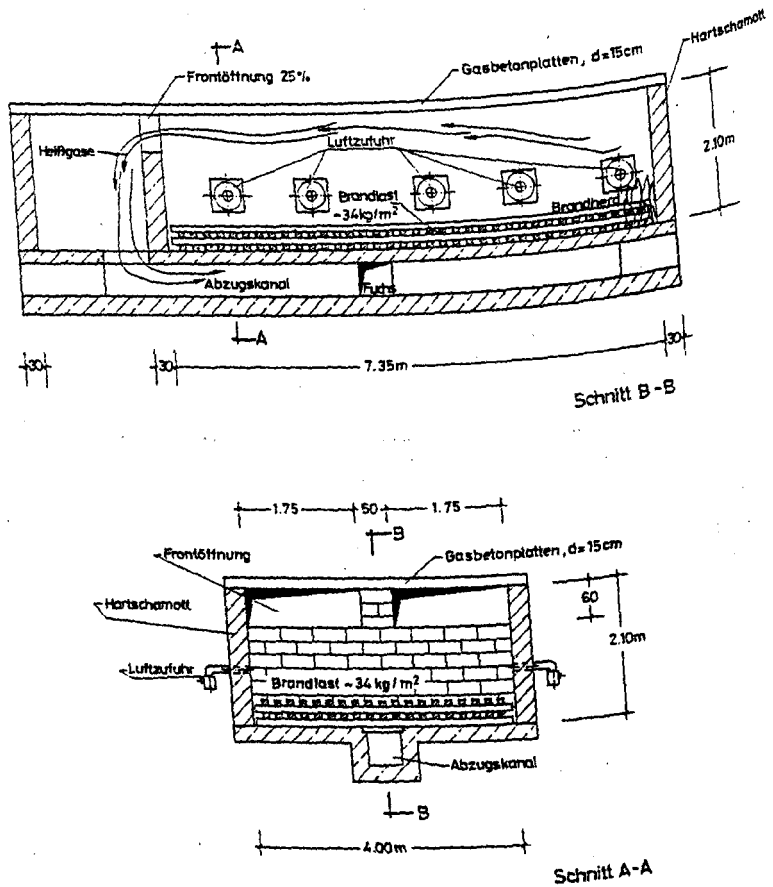
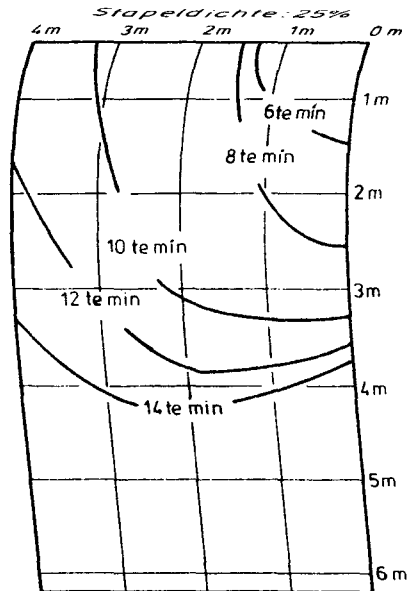
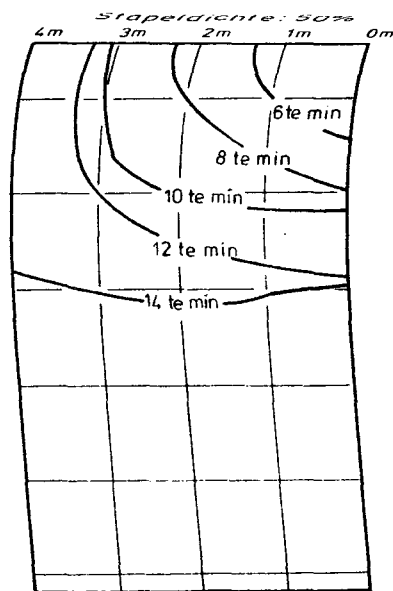


Bild 14: Schematische Darstellung eines Abbrandversuchs im großen Brandraum des Sonderforschungsbereichs

Mit dem Versuchsaufbau, der in Bild 14 beschrieben ist, wurde für 50 % und für 25 % Stapeldichte die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit bestimmt. Alle anderen den Brand beeinflussenden Parameter werden konstant gehalten: $4000\text{ m}^3/\text{h}$ Luftzufuhr und 34 kg/m^2 Holz, gleichmäßig im Brandraum verteilt. Das Ergebnis kann man anhand der Isochronen - das



Flashover: 14-te min



Flashover: 48-te min

Bild 15: Verlauf der Flammenfront zu verschiedenen Zeiten

sind die Verlaufslinien der Flammenfront zu verschiedenen Zeiten - ablesen (Bild 15). Für die Ausbreitungsgeschwindigkeiten, die während des Abbrandes nicht konstant sind) ergeben sich folgende Werte:

50 % Stapeldichte		25 % Stapeldichte	
Zeit [min]	Geschwindigkeit [cm/m]	Zeit [min]	Geschwindigkeit [cm/min]
0 - 20	6,7	0 - 6	22,3
20 - 40	8,5	6 - 10	42,6
40 - 48	19,2	10 - 14	68,8
48	flashover	14	flashover

Es ist nicht möglich, aus diesen wenigen Werten einen funktionellen Zusammenhang zwischen der Zeit und der Ausbreitungsgeschwindigkeit zu entnehmen. Neueste Versuche im großen Brandraum der Staatlichen Materialprüfanstalt Nordrhein-Westfalen in Dortmund (8 m x 10 m x 8 m = Grundfläche x Höhe) haben gezeigt, daß ein solcher Zusammenhang auch sehr stark brandraumabhängig ist; in Dortmund z. B. war die Ausbreitungsgeschwindigkeit bei gleicher Brandlast und Ventilation näherungsweise konstant.

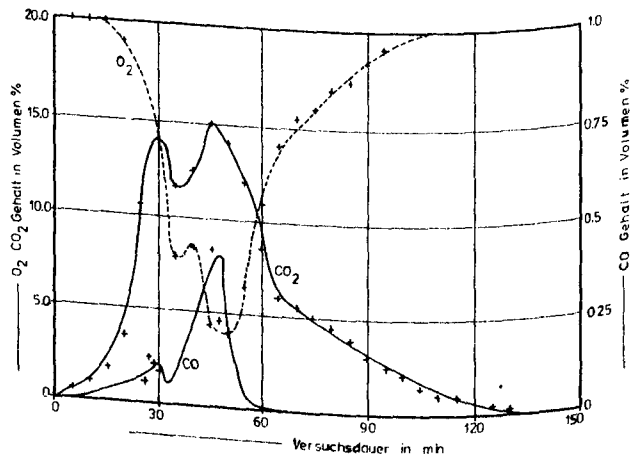


Bild 16: Gasanalyse für einen Abbrandversuch im großen Brandraum, der in zwei Kammern aufgeteilt wurde

In Bild 16 ist für einen Abbrandversuch, bei dem der Flammenübergang in einen anderen Raum untersucht wurde, der prozentuale Gehalt von O_2 , CO_2 und CO der Abgase zu sehen (Versuchsaufbau siehe Bild 13).

Hier die Randbedingungen:

- Brandlast: 30 kg/m², gleichmäßig verteilt
- Stapeldichte: 50 %
- Ventilation: 4000 m³/h, nur eine Brandkammer wurde ventiliert (siehe Bild 13)

Mit Hilfe dieser Gasanalyse können die Abbrandrate und damit die Energiefreisetzung bestimmt werden. Die beiden Maxima in der CO -Kurve und in der CO_2 -Kurve entsprechen den Flashover-Zeiten in den beiden Brandkammern (24. und 44. Minute). Die unterschiedliche Höhe der Maxima ist dadurch zu erklären, daß zunächst die unventilierte Brandkammer brannte und ein großer Teil des Sauerstoffs, der dem Brandraum zugeführt wurde, nicht zum Brandherd kam.

3. Zusammenfassung und Planung für die Zukunft

In den ersten zwei Jahren des Bestehens des Teilprojekts C 3 ist es gelungen, Daten und Erkenntnisse von natürlichen Bränden mit unterschiedlichen Brandlasten, Brandlastverteilungen und Ventilationsbedingungen in verschiedenen Brandräumen zu gewinnen. Es hat sich gezeigt, daß es beim Studium des Einflusses der Ventilation nicht ausreicht, die dem Brandraum zugeführte Luftmenge pro Zeit zu kennen. Für den Brandablauf ist die der Brandoberfläche zugeführte Luftmenge wesentlich, und diese ist abhängig vom Brandraum selbst (Strömungsverhältnisse im Brandraum!), von der Stapeldichte des Brandmaterials, von dessen Verteilung im Brandraum und von der Art der Luftzuführung. Um diese Zusammenhänge genauer zu untersuchen, sind Abbrandversuche in den verschiedenen Brandräumen geplant: Hierbei soll auch überprüft werden, inwieweit Ergebnisse auf andere Brandräume übertragbar sind. Es sollen Versuche in der Materialprüfanstalt Dortmund, im Technical Research Centre of Finland, in alten, zum Abbruch bestimmten Industriegebäuden und in vorhandenen Brandräumen von Industriebetrieben (z. B. BAYER und HOECHST) durchgeführt werden.

Die experimentell gewonnenen Ergebnisse sollen eine Theoriebildung unterstützen, die es gestattet, Brandverläufe bei gegebenen Konfigurationen genau zu erklären und vorauszuberechnen. Da in eine solche Rechnung auch stoff- und raumspezifische Größen eingehen müssen, werden sich bei der Entwicklung dieser Theorie jetzt noch nicht zu überblickende Gesichtspunkte ergeben, die experimentell untersucht werden müssen.

C3 - 2

Berechnung der Brandentwicklung und Ausbreitung

Durch Wärmebilanzen

von

Dr.-Ing. A. Haksever

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung.....	2
2 Problemstellung.....	3
3 Stand der Erkenntnisse.....	3
4 Wärmebilanzrechnung.....	4
4.1 Grundlagen der Energiefreisetzung.....	4
4.2 Wärmebilanzmodelle für Brandräume mit vertikalen und horizontalen Fensteröffnungen.....	9
5 Nachrechnung von Kleinbrandversuchen.....	12
6 Zusammenfassung und Ausblick.....	24

1 Einleitung

Die brandschutztechnische Bemessung und Beurteilung von Bauteilen wird z. Z. in der Regel anhand von Normbrandversuchen nach DIN 4102 Teil 2 durchgeführt. Für die einzelnen Bauteile werden bestimmte Feuerwiderstandsklassen vorgeschrieben, deren Einhaltung auf der Grundlage der Einheits-Temperatur-Zeitkurve /1/ nachzuweisen ist.

Dieses geregelte Verfahren führt im Industriebau /2/ und bei der Beurteilung von Sonderfällen /3/ oftmals nicht zu befriedigenden Ergebnissen, da einerseits durch die jetzigen Bestimmungen die Möglichkeiten, wirtschaftlich zu konstruieren, beschränkt sind und andererseits das tatsächliche Brandgeschehen durch den Normbrandversuch nur sehr grob angenähert wird.

Wünschenswert wäre hier ein Verfahren, mit dem für einen beliebigen Brandraum unter Berücksichtigung von Menge, Art und Verteilung der Brandlasten sowie der Ventilationsbedingungen die mittleren Brandraumtemperaturen zuverlässig vorausgesagt werden können. Dazu ist es erforderlich, den wahrscheinlichen Brandverlauf so wirklichkeitsnah wie möglich rechnerisch zu erfassen.

2 Problemstellung

Zur naturgetreuen Erfassung des wahrscheinlichen (realen) Brandverlaufs in einem Gebäude wird primär eine Wärmebilanzrechnung für den betreffenden Bauabschnitt erforderlich. Eine auf dieser Basis durchgeführte brandschutztechnische Bemessung bietet durch die Wahl geeigneter Brandlast- und Ventilationsverhältnisse vor allem wirtschaftliche Vorteile.

Das Brandgeschehen wird durch eine Vielzahl verschiedener Parameter beeinflusst (z. B. Eigenschaften der brennbaren Stoffe, des Brandraums und der umgebenden Bauteile, Ventilationsbedingungen usw.) /4/. Dementsprechend schwierig gestaltet sich die Vorhersage der mittleren Brandraumtemperaturen im Falle eines Schadensfeuers in einem Brandabschnitt.

In diesem Aufsatz werden kurz die wichtigsten Grundlagen und die Randbedingungen einer Wärmebilanzrechnung erläutert. Außerdem werden die Anwendungsmöglichkeiten exemplarisch dargestellt.

3 Stand der Erkenntnisse

Das hier anstehende Problem des gekoppelten Wärme- und Stofftransports wurde erstmalig in den fünfziger Jahren von Kawagoe /6/ theoretisch behandelt. Ödeen /7/ und Magnusson /8/ schlugen viele Jahre später Lösungswege vor, die auf den heute bereits als klassisch angesehenen Vorstellungen von Kawagoe basieren. Wesentliche Verbesserungen wurden von Thomas /9/, Babrauskas /10/, Böhm /11/ und Harmathy /12/ erarbeitet. Neuere Arbeiten zeigen, daß in zunehmendem Maße der Frage des Entstehungsbrandes und seiner Ausbreitung nachgegangen wird. Entsprechende Berichte liegen u.a. auch von Quientiere /13/, Tanaka /14/ und Hasegi /15/ vor. Eine der fortgeschrittensten Arbeiten in dieser Richtung legten Mitler und Emmons /16/ im Oktober 1981 mit einer neuen Bearbeitung ihres

Berichts an der Harward University vor.

4 Wärmebilanzrechnung

4.1 Grundlagen der Energiefreisetzung

Die theoretische Behandlung der Wärme- und Stofftransportgleichungen basiert auf dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik. Danach strömt die infolge des Ab Brennens der Brandlasten freiwerdende Energie zum Teil durch die vorhandenen Fensteröffnungen hinaus, wird aber zum Teil auch von den im Brandraum vorhandenen Massen aufgenommen (vgl. Bild 4.1). Der Temperatur-Zeit-Verlauf läßt sich näherungsweise berechnen, sofern bestimmte Eingangsgrößen bezüglich Brandentstehung, Brandausbreitung oder Abbrandverhalten der Brandlasten und Temperaturverteilung im Gebäude als bekannt vorausgesetzt werden. Weiterhin werden die Annahmen getroffen, daß die Temperaturverteilung bei Auftreten eines Brandes im Innern des Gebäudes homogen ist und die Wärmeabgabe an die Umfassungswände durch einen eindimensionalen Ansatz beschrieben werden kann.

Für die Wärmebilanz des Brandbereichs kann daher die Gleichung (4.1) abgeleitet werden:

$$\dot{h}_C - (\dot{h}_L + \dot{h}_O + \dot{h}_W + \dot{h}_G) = 0 \quad \text{Gl. (4.1)}$$

$$\dot{h}_c = \dot{R} \cdot H_u \cdot \zeta, \text{ wenn } \phi = \Gamma \cdot \dot{R} / \dot{m}_L < 1 \quad \text{Gl. (4.3)}$$

gilt. Falls die in den Brandraum einströmende Frischluftmenge \dot{m}_L begrenzt ist, gilt dagegen

$$\dot{h}_c = \frac{\dot{m}_L \cdot H_u}{\Gamma} \cdot \zeta \quad \text{mit} \quad \phi = \frac{\Gamma \cdot \dot{R}}{\dot{m}_L} > 1 \quad \text{Gl. (4.4)}$$

ζ ist ein Mischungsbeiwert, der eine unvollständige Verbrennung infolge schlechter Durchmischung der Pyrolysegase berücksichtigt. Im Idealzustand ist $\zeta = 1.0$ zu ersetzen, weil dann die Temperaturen im Brandraum Maximalwerte erreichen.

Die einzelnen Energietermine von Gl. (4.1) lassen sich wie folgt berechnen:

Die Energie der aus dem Brandraum ausströmenden Gase erhält man aus

$$\dot{h}_L = \dot{m}_L \cdot c_{pg} (T_g - T_o) + \dot{R} \cdot c_{pg} (T_g - T_o) \quad \text{Gl. (4.5)}$$

Die zugehörige spezifische Wärmekapazität c_{pg} wird nur als Funktion der Temperatur aufgefaßt (ideale Gase).

Die in den Brandraum einströmende Frischluftmenge \dot{m}_L läßt sich /17/ unter Berücksichtigung der Stromfadentheorie berechnen. Im folgenden Abschnitt werden dazu besondere Angaben gemacht. Der Strahlungsverlust durch Fensteröffnungen ergibt sich aus

$$\dot{h}_O = A_w \cdot \sigma (T_g^4 - T_O^4) \quad \text{Gl. (4.6)}$$

Die Energieabgabe für eine bestimmte Bauteiloberfläche A_j läßt sich weiterhin aus

$$\dot{h}_w = A_j \cdot [\alpha_j (T_g - T_{wj}) + \epsilon_{res} \cdot \sigma (T_g^4 - T_{wj}^4)] \quad \text{Gl. (4.7)}$$

berechnen. Neben der unbekannten Gastemperatur T_g treten in dieser Gleichung die Temperaturen T_w der Umfassungsbauteile auf. Die Bauteiltemperaturen werden unter Berücksichtigung der Anfangs- und Randbedingungen aus der Fouriergleichung bestimmt:

$$c_w \cdot \rho_w \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (\lambda_w(T, x) \frac{\partial T}{\partial x}) \quad \text{Gl. (4.8)}$$

wobei hier die x-Koordinate über der Wanddicke gemessen wird.

Die Speicherwärme h_g der Gase im Brandraum kann bei kleinen Räumen (Wohnräumen) vernachlässigt werden. Ansonsten ergibt sie sich nach

$$\dot{h}_g = \rho_g \cdot V_R \cdot c_{pg} \cdot \frac{dT_g}{dt} \quad \text{Gl. (4.9)}$$

Aus der Gl. 4.1 bis 4.9 lassen sich drei Gleichungen mit insgesamt drei Unbekannten gewinnen:

$$U(T_g, \dot{m}_L, T_w) = 0 \quad \text{Gl. (4.10)}$$

$$G(\dot{m}_L, T_g, T_w) = 0 \quad \text{Gl. (4.11)}$$

$$H(T_g, T_w) = 0 \quad \text{Gl. (4.12)}$$

die programmorientiert auf einer Großrechenanlage gelöst werden. Die hierzu erforderliche Iterationsprozedur basiert auf der Darstellung der o.a. U- und G-Funktionen als Taylorsche Reihen

$$\Delta U = U(T_g, \dot{m}_L, T_w) - U(\bar{T}_g, \bar{\dot{m}}_L, T_w) \quad \text{Gl. (4.13)}$$

$$\Delta G = G(\dot{m}_L, T_g, T_w) - G(\bar{\dot{m}}_L, \bar{T}_g, T_w) \quad \text{Gl. (4.14)}$$

wobei für ΔU

$$\Delta U = \left[\frac{\partial U}{\partial T_g} \cdot \xi + \frac{\partial U}{\partial \dot{m}_L} \cdot \eta \right] + \dots \quad \text{Gl. (4.15)}$$

geschrieben werden kann. Auch für ΔG kann eine entsprechende Gleichung herangezogen werden (hier sind \bar{T}_g und $\bar{\dot{m}}_L$ geschätzte Anfangswerte). Nach hinreichend vielen Iterationsschritten konvergieren:

$$\Delta U \rightarrow 0, \Delta G \rightarrow 0$$

Gl. (4.16)

$$T_g = \bar{T}_g + \sum_i^n \xi$$

Gl. (4.17)

$$\dot{m}_L = \bar{m} + \sum_i^n \eta$$

Gl. (4.18)

Um den Einfluß der Dachentlüftung auf die mittleren Temperatur-Zeit-Verläufe berücksichtigen zu können, sind einige Erweiterungen der Ansätze erforderlich /18/, die im folgenden Abschnitt behandelt werden.

4.2 Wärmebilanzmodelle für Brandräume mit vertikalen und horizontalen Fensteröffnungen

Die Rechengrundlagen im vorangegangenen Abschnitt müssen noch erweitert werden, weil die Lage der neutralen Ebene nach Bild 4.1 im Fenster- und auch oberhalb des Fensterbereichs liegen kann. Sofern die neutrale Ebene oberhalb der Fensteröffnung liegt, wird die einströmende Luftmenge aus

Gl. (4.19)

$$\dot{m}_L = 2/3 \cdot c \cdot b_D \cdot \rho_o [2g(1 - \frac{\rho_g}{\rho_o})]^{1/2} \cdot [(h_D + y_o)^{3/2} - y_o^{3/2}]$$

berechnet. Aus Gl. (4.2) und (4.19) läßt sich dann folgende Beziehung gewinnen:

$$\frac{\dot{m}_g}{\dot{m}_L} = \frac{\dot{m}_L + \dot{R}}{\dot{m}_L} = \frac{A'_w}{A_w} \cdot \left(\frac{\rho_g}{\rho_o}\right)^{1/2} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{(h' - y_o)^{1/2}}{h_D^{1/2}} \cdot \lambda \quad \text{Gl. (4.20)}$$

wobei

$$\lambda = \left[\left(1 + \frac{y_o}{h_D}\right)^{3/2} - \left(\frac{y_o}{h_D}\right)^{3/2} \right]^{-1} \quad \text{Gl. (4.21)}$$

woraus man mit $y_o=0$ bzw. $y_o=h_D$ die für den Grenzfall maßgebende Bestimmungsgleichung erhält (s. Bild 4.1):

$$\begin{aligned} (\omega \cdot \sqrt{h'} - B \cdot R) \cdot h_D^{-3/2} &< 1 && \text{Fall I} \\ &= 1 && \text{Fall II} \\ &> 1 && \text{Fall III} \end{aligned} \quad \text{Gl. (4.22)}$$

Darin bedeuten

$$\omega = \frac{3}{2} \cdot \frac{A'_w}{b_D} \left(\frac{T_o}{T_g}\right)^{1/2} \quad \text{und} \quad \text{Gl. (4.23)}$$

$$B = [2/3 \cdot c \cdot b_D \cdot \rho_o (2g (1 - T_o/T_g))^{1/2}]^{-1} \quad \text{Gl. (4.24)}$$

Im Fall I berechnet sich die einströmende Luftmenge aus

$$\dot{m}_L = (y_u)^{3/2} / \beta \quad \text{Gl. (4.25)}$$

wobei y_u aus folgender Gleichung ermittelt wird:

$$y_u^{3/2} = \left(\frac{T_o}{T_g}\right)^{1/2} \cdot (h_D - y_u)^{3/2} + \omega \cdot (h_D - y_u + h')^{1/2} - \beta \cdot \dot{R} \quad \text{Gl. (4.26)}$$

Für den Grenzfall $y_o \equiv 0$ gilt

$$\dot{m}_L = (h_D)^{3/2} / \beta \quad \text{Gl. (4.27)}$$

und im Fall III erhält man

$$\dot{m}_L = [(h_D + y_o)^{3/2} - (y_o)^{3/2}] / \beta \quad \text{Gl. (4.28)}$$

wobei die Lage der neutralen Ebene aus

$$[(h_D + y_o)^{3/2} - (y_o)^{3/2}] = \omega (h' - y_o)^{1/2} - \beta \cdot \dot{R} \quad \text{Gl. (4.29)}$$

bestimmt wird. Die Gl. (4.25), (4.27) und (4.28) sind in das vorhandene Wärmebilanzmodell einzuarbeiten. Für den Fall $\dot{A}'_w \equiv 0$ ergeben sich im Modell zwangsläufig die Gleichungen für Gebäude ohne Dachentlüftung.

Die Effektivität des aufgestelltem Wärmebilanzmodells wird im folgenden Abschnitt exemplarisch gezeigt.

5 Nachrechnung von Kleinbrandversuchen

Seit Anfang 1981 werden im Projektbereich C3 des Sonderforschungsereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" (SFB 148) die einen natürlichen Brandablauf bestimmenden Parameter experimentell und rechnerisch untersucht. Dazu steht ein Brandraum in etwa kubischer Form zur Verfügung (s. Bild 5.1). Die Kammerinnenwände bestehen aus Feuerleichtbetonsteinen, die Außenseite aus Ziegelmauerwerk. Dazwischen befindet sich ein 1 cm breiter Luftspalt. Der Boden ist aus Schamottesteinen, die Decke aus GSB 50 hergestellt.

Im Brandraum können die Ventilationsverhältnisse mit Luftgebläsen reguliert werden. Als Rauchgasabzug ist eine Dachentlüftung mit einer Fläche von 0.50 x 0.50 m² vorgesehen.

Die Heißgastemperaturen werden in verschiedenen Höhenlagen durch CrNi-Cr-Thermoelemente gemessen. Um die äquivalenten Branddauern der verschiedenen natürlichen Brände im Versuch bestimmen zu können, wird als Indikatorbauteil ein IPB 180-Probekörper verwendet, der mit 2.0 cm dicken Vermiculiteplatten isoliert ist. Außerdem sind im Brandraum 2 Vergleichskörper nach DIN 18 230 vorgesehen, um das Abbrandverhalten der verschiedenen Brandlasten mit dem von Holzkrippen vergleichen zu können.

Bild 5.1 zeigt die Anordnung der Brandlasten für einen Versuch, in dem Holzkrippen aus Fichtenholzplatten (4 cm x 4 cm) von 0.8 m Länge verwendet wurden. Die Krippen besaßen quadratische Grundrisse und wurden in wechselweisen Lagen aufeinander genagelt. Der Heizwert des Holzes betrug $H = 17.5 \text{ MJ/kg}$, die Holzfeuchte schwankte zwischen 13 und 15 Prozent.

Zentrischer Brandlast - Test

B = 352 kg (Holz)

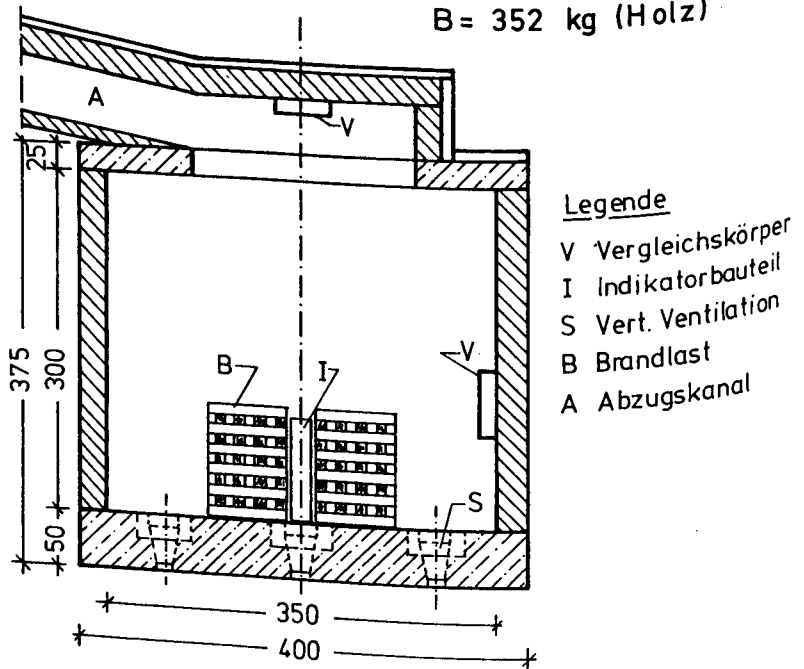


Bild 5.1: Querschnitt durch den Brandraum SFB 148 und Versuchsaufbau

Zur Ventilation im Brandraum wurde von den Gebläsen mit einer Leistung von 2500 m³ Luft/h eine vertikale Luftströmung erzeugt. Nach Böhm [11] ergeben sich hierfür ein fiktiver Ventilationsfaktor von

$$v_f = A_w \sqrt{h_D} = \frac{2500 \cdot 1,209}{0,70 \cdot 0,70 \cdot 3600} = 1,71 \text{ m}^{5/2} \quad \text{Gl. (5.1)}$$

und eine Fensteröffnung von $A_w = 1,55 \text{ m}^2$ mit einer fiktiven Öffnungshöhe von $h_D = 1,24 \text{ m}$.

Die Abbrandraten konnten in diesem Versuch nicht gemessen werden, da die Wiegebühne zu diesem Zeitpunkt noch nicht installiert war. Deshalb wurde die maximale Abbrandrate in Anlehnung an die von verschiedenen Forschungsstellen im Versuch gemessenen Abbrandraten geschätzt (vgl. Bild 5.2).

Der Nettoinhalt der Brandlasten betrug im Versuch $\approx 0.5 \text{ m}^3$. Mit einer Oberfläche von $F = 70.85 \text{ m}^2$ ergeben sich der hydraulische Radius r_H zu

$$r_H = 0,5/70,85 = 7,06 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad \text{Gl. (5.2)}$$

und der bezogene Ventilationsfaktor zu

$$\text{Gl. (5.3)}$$

$$M/(r_H \cdot A \sqrt{h_D}) = 3 \text{ 52}/(7,06 \cdot 10^{-3} \cdot 1,71) = 29 \cdot 10^3 \text{ kgm}^{-7/2}$$

Mit diesen vorgegebenen Werten errechnet sich die maximale Abbrandrate zu (vgl. Bild 5.2)

$$\dot{R}_{\max} = 5,50 \cdot 1,71 = 9,41 \text{ kg/min} \quad \text{Gl. (5.4)}$$

Der Zeitpunkt des Auftretens der maximalen Abbrandrate wurde zum Ende des ersten Drittels der Gesamtbranddauer von etwa 150 min angesetzt. Aus der Bedingung, daß die Integration der Abbrandkurve die Gesamtmenge der Brandlasten im Brandraum ergeben muß, läßt sich der weitere Verlauf der Abbrandgeschwindigkeit abschätzen.

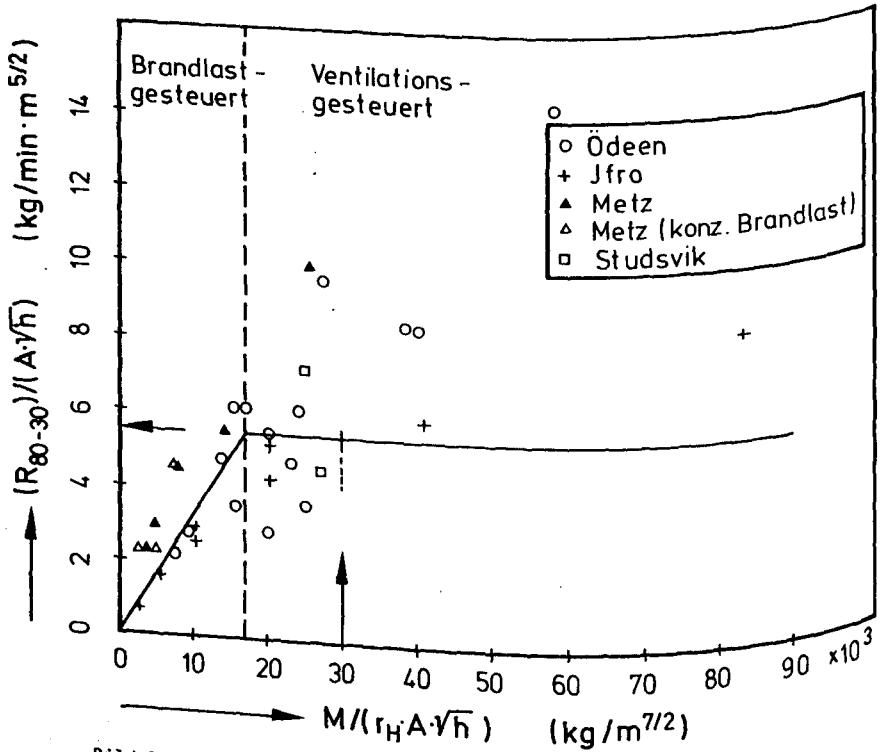


Bild 5.2: Experimentell ermittelte Abbrandraten /5/

Die Energiefreisetzung wurde nach Gl. (4.3) bzw. Gl. (4.4) ermittelt, d.h. für $\phi > 1.0$ (lüftungskontrollierter Brand) wird im Modell ein stöchiometrischer Abbrand unterstellt. Für $\phi < 1$ ist demgegenüber die Energiefreisetzung durch $R(t)$ bestimmt. In Bild 5.3, das die Ergebnisse der Wärmebilanzrechnung darstellt, sind die berechneten und gemessenen Brandraumtemperaturen innerhalb eines Streubereichs sowie die errechneten \dot{R} -Abbrandraten angegeben. Rechnerisch ergab sich für den Zeitraum zwischen der 40. und 50. Minute ein $\phi \approx 1$, d.h. der Brand verlief vorübergehend stöchiometrisch. Vor und nach dieser Zeitspanne betrug $\phi < 1$. Dies deutet darauf hin, daß im Brandraum genügend Sauerstoff vorhanden war.

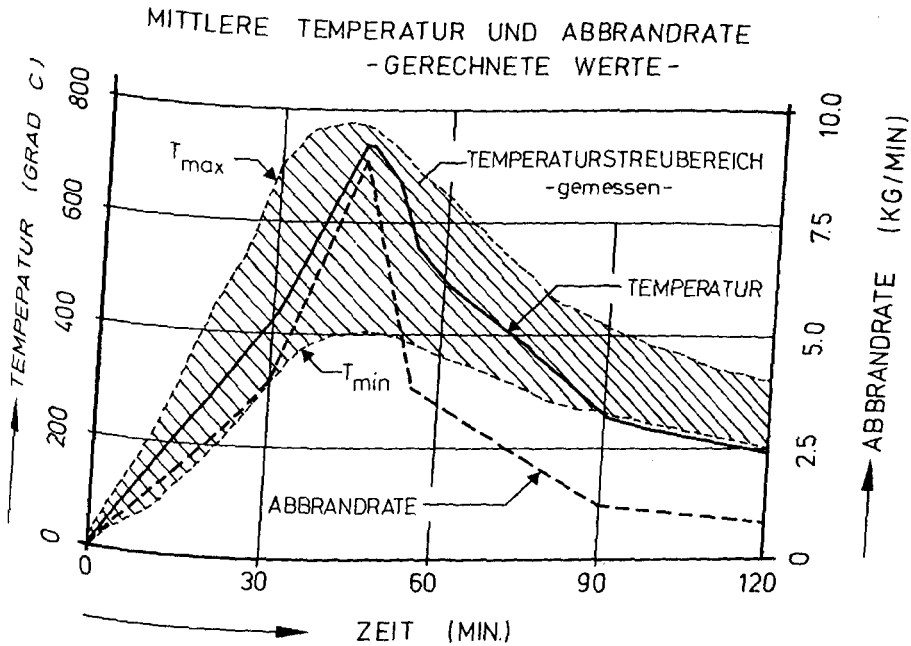


Bild 5.3: Ergebnisse der Wärmebilanzrechnungen

Die Abweichungen zwischen den theoretisch und experimentell gewonnenen mittleren Brandraumtemperaturen sind gering, insbesondere bei den Temperaturen die im Deckennahbereich gemessen werden, sie liegen im Bereich der unvermeidlichen Meßwertstreuungen bei derartigen Versuchen.

Zusätzlich wurde die äquivalente Branddauer des Brandes ermittelt. Dazu wurde im Versuch das oben beschriebene Indikatorbauteil unmittelbar zwischen den Brandlasten angeordnet. Nach Anwendung des üblichen Temperatorkriteriums ergibt sich aus der Messung für diesen Versuch eine äquivalente Branddauer von 58 - 59 min.

In der Berechnung dagegen wurde die Temperaturentwicklung eines 15 cm dicken Indikatorbauteils aus Beton unter einseitiger Normbeanspruchung und unter der für den Versuch berechneten Brandbeanspruchung verfolgt. Für den Vergleichspunkt 3 cm unterhalb der brandbeanspruchten Oberfläche lieferte die Berechnung eine äquivalente Branddauer von 28 min, die damit um ca. 50 Prozent unter der gemessenen liegt.

Diese festgestellte Abweichung zeigt deutlich die starke Orts- und Bauteilabhängigkeit der äquivalenten Branddauer bei Anwendung des bekannten Temperaturkriteriums /21/.

Neuerdings kann eine ständige Registrierung der Abbrandraten der Brandlasten während der Branddauer durch eine Wiegebühne erfolgen. Im nächsten Beispiel handelt es sich um die Ergebnisse einer Wärmebilanzrechnung die mit Hilfe der gemessenen Abbrandraten im Versuch durchgeführt worden ist. Das Bild 5.4 zeigt die Art des Versuchsstandes mit eingebauter Wiegebühne, die sich auf einen reibungsarm gelagerten Kraftübertragungskolben stützt. Der Gewichtsverlust wird während des Versuches über einen Meßverstärker an die Datenerfassung weiter geleitet.

Auf Bild 5.4 ist ebenfalls die Versuchsanordnung zu sehen. Als Brandlast wurden wiederum 352 kg Holz verwendet, das als Holzkrippen vor Beginn des Versuchs auf der Wiegebühne zentrisch angeordnet wurde. Um eine Ventilationsbedingung herzustellen, wurde im Versuch ein vertikale Luftströmung von 800 m³/h erzeugt.

Im Bild 5.5 sind die im Versuch gemessenen Abbrandraten über der Branddauer dargestellt. Die durchgezogene Kurve gibt die zu jedem Zeitpunkt gemessene prozentuale Restbrandlast auf dem linken Bildrand an. Die erste Ableitung dieser Kurve nach der Branddauer zeigt die Abbrandrate der Brandlasten zu dem betrachteten Zeitpunkt. Auf dem Bild 5.5 ist ebenfalls der Verlauf dieser Abbrandraten über der Branddauer durch die gestrichelte Kurve dargestellt, wobei die Werte

Versuch G 82-2 Messung der Abbrandrate

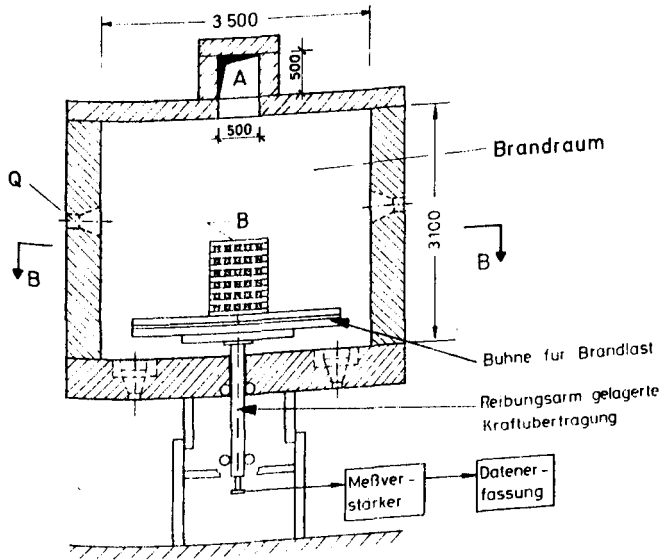


Bild 5.4: Versuchsaufbau für Abbrandversuche mit eingebauter Wiegebühne

auf dem linken Bildrand abgelesen werden können.

Das Bild 5.5 zeigt, daß die gemessenen Abbrandraten innerhalb einer kurzer Branddauer steil ansteigen, nach etwa 15 Minuten erreicht die Abbrandrate ein Maximum von 9.5 kg/min. Dieser Wert bleibt wiederum für ungefähr 15 Minuten konstant, dann folgt eine steile Abnahme der Abbrandrate mit einem sich anschließenden abklingenden Verlauf. In der Wärmebilanzrechnung werden diese aus dem Versuch ermittelten Abbrandraten zugrunde gelegt.

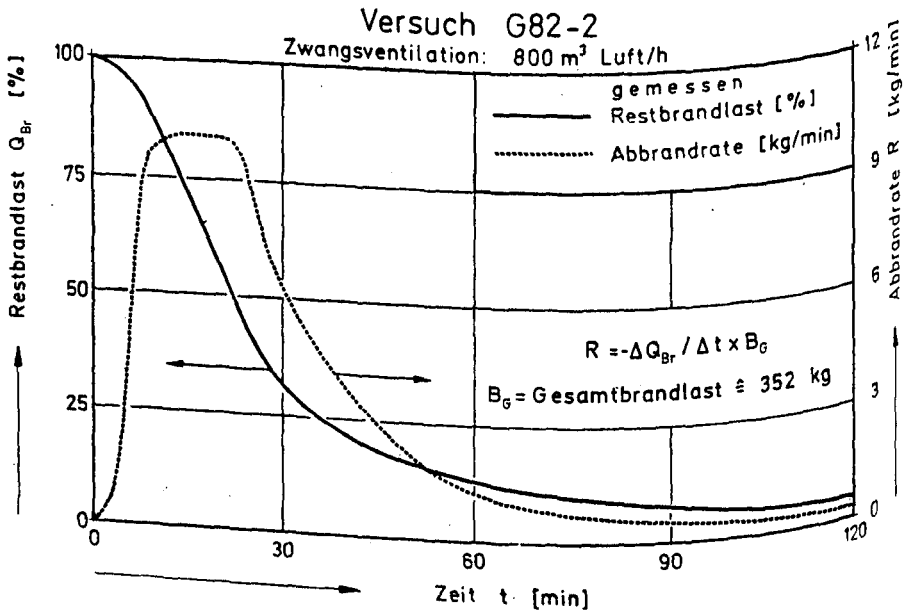


Bild 5.5: Gemessene Abbrandraten des Versuchs G 82-2 bei einer Zwangsventilation von 800 m³/h

Das Bild 5.6 zeigt die während des Versuchs gemessenen und mit Hilfe der Wärmebilanzrechnung berechneten Temperaturen über der Zeit. Der Streubereich der Meßwerte ist auf dem Bild schraffiert dargestellt, während die durchgezogene Kurve die gerechneten Temperaturen kennzeichnet. In diesem Fall wurde die Wärmebilanzrechnung so durchgeführt, daß ein bestimmtes Ventilationsverhältnis gewählt wurde, um eine optimale Annäherung der gerechneten Temperaturen an die Meßwerte erzielen zu können. Danach entsprechen die gerechneten Temperaturen, wie sie auf dem Bild dargestellt sind, in etwa dem Mittelwert des gemessenen Temperaturstrebereichs.

Versuch G82-2

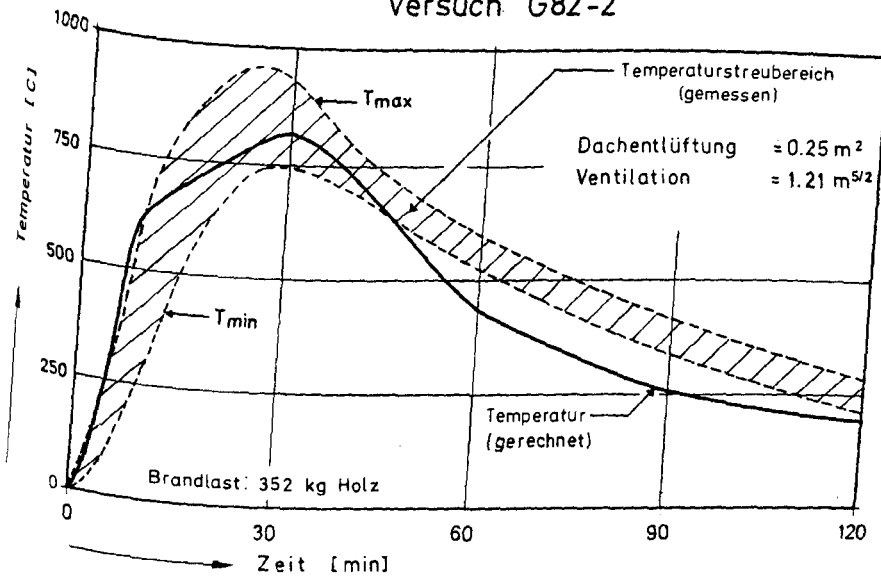


Bild 5.6: Gemessene und gerechnete Temperaturen des Versuchs G 82-2 für ein optimales Ventilationsverhältnis in der Berechnung

Wie schon vorhin erwähnt wurde, ist in diesem Versuch eine Zwangsluftzufuhr von $800 \text{ m}^3/\text{h}$ eingestellt worden. Das Bild 5.7 zeigt die gemessenen und gerechneten Luftzufuhrmengen dieses Versuchs als Funktion der Branddauer. Darin stellt die durchgezogene Kurve die dem Brandraum zugeführte, über der Branddauer konstante Luftmenge im Versuch dar. Aus der Wärmebilanzrechnung ergab sich demgegenüber bei optimaler Annäherung der gerechneten an die gemessenen Temperaturen ein 2 bis $2\frac{1}{2}$ facher Luftverbrauch. Dieses Ergebnis läßt darauf schließen, daß während des Versuches wesentlich mehr Luft zur Verfügung stand als vorgesehen war, bedingt durch die eventuelle Undichtigkeit des Versuchsstandes, so daß sekundäre Ventilations-effekte während des Versuchs aufgetreten sein könnten.

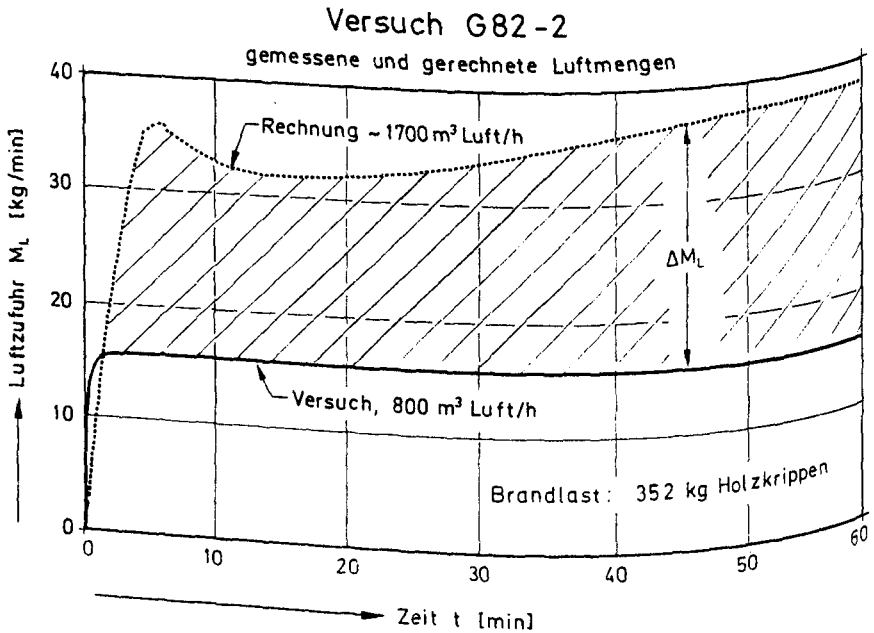


Bild 5.7: Gemessene und gerechnete Luftmengen beim Versuch G 82-2

Weiterhin wurden zusätzliche Wärmebilanzrechnungen durchgeführt um zu erfahren, welche Temperaturen sich eingestellt hätten, wenn im Brandraum die vorgesehene Luftzufuhr eingehalten worden wäre.

In dieser Wärmebilanzrechnung wurde der Ventilationsfaktor zu jedem Zeitpunkt iterativ neu ermittelt, so daß die vorgesehene Luftzufuhr im Brandraum in der Berechnung eingehalten wurde. Die auf diese Weise errechneten Temperaturen sind im Bild 5.8 über der Zeit dargestellt. Wobei der gleiche gemessene Temperaturstreibereich im Versuch auf dem Bild schraffiert zu erkennen ist. Es wird deutlich, daß die gerechneten Temperaturen nach der erneuten Wärmebilanzrechnung im Bereich des vollentwickelten Brandes erheblich unter den Versuchswerten liegen. Es hat sich ergeben, daß bei einer Luftzufuhr von $800 \text{ m}^3/\text{h}$ ab der 5. bis 10. Minute der Branddauer Luftmangel im Brandraum herrschen würde, so daß nur eine begrenzte

Energiefreisetzung stattfinden könnte.

Mit der eben erwähnten Energiefreisetzung steht der Verlauf des ϕ -Wertes interessanterweise im Zusammenhang. Der ϕ -Wert ist bekanntlich ein Parameter, der den Verbrennungsprozeß im Brandraum beschreibt /17/. In Bild 5.9 ist der aus der Wärmebilanzrechnung gewonnene Verlauf des ϕ -Wertes während der Branddauer dargestellt. Aus der Formel für ϕ ergibt sich, daß für ϕ -Werte > 1 im Brandraum ein Luftmangel auftritt, daß dagegen bei ϕ -Werten < 1 ein Sauerstoffüberschuß vorhanden sein muß. Ein ϕ -Wert $= 1$ beschreibt eine stöchiometrische Verbrennung der Brandlasten.

Versuch G 82-2

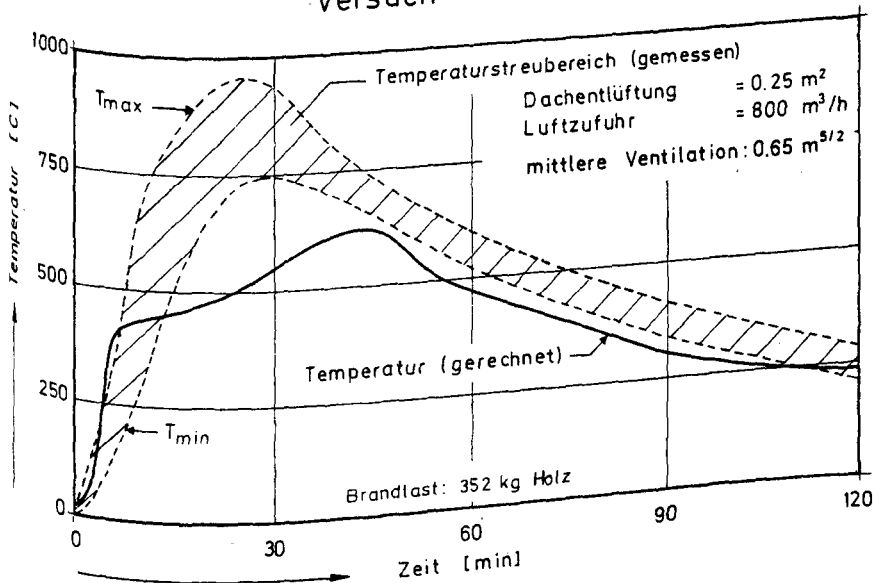


Bild 5.8: Gemessene und gerechnete Temperaturen des Versuchs G 82-2 für die im Versuch vorgesehenen Luftmengen

Aus dem Bild 5.9 wird erkennbar, daß trotz optimaler Ventilationsbedingungen ab der 7. Brandminute ein Luftmangel im Brandraum herrschen müßte. Dieser Zustand blieb bis etwa zur 30. Minute bestehen. Anschließend existierte im Brandraum ein Luftüberschuß. Das Bild zeigt ferner einen steilen Aufstieg der ϕ -Werte. Die für die Zwangsventilation ermittelten maximalen ϕ -Werte deuten darauf hin, daß im Brandraum ein 2 bis 2 1/2 facher Luftbedarf gegenüber der optimalen Ventilationsbedingungen bestand. Damit kann die vorhin diskutierte niedrige Temperaturentwicklung bei 800 m³/h Luftzufuhr erklärt werden.

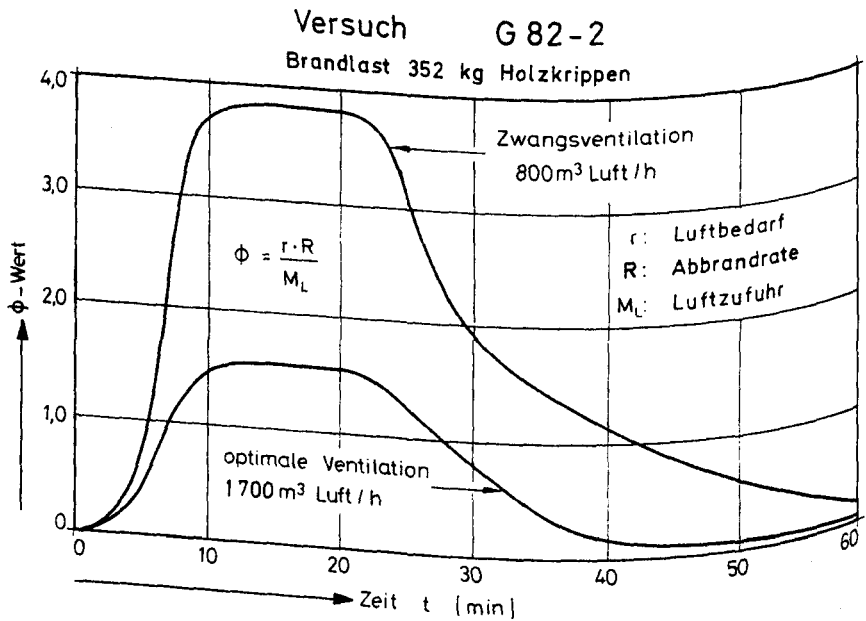


Bild 5.9: Gerechnete ϕ -Werte des Versuchs G 82-2

Im Beitrag C3-3 werden die Versuchsergebnisse der Großversuche rechnerisch analysiert. Es handelt sich dabei sowohl um die Versuche aus der Praxis, als auch um einige typische Großversuche aus dem Forschungsprogramm des Teilprojekts C3 des "SONDERFORSCHUNGSBEREICH 148 BRANDVERHALTEN VON BAUTEILEN"

6 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurden die Möglichkeiten zur theoretischen Bestimmung von Brandabläufen in kleineren und größeren Brandräumen mittels Wärmebilanzrechnungen gezeigt. Als Ausgangsbasis wurde in der Berechnung eine homogene Temperaturverteilung im Raum zugrunde gelegt. Brandentwicklung und -ausbreitung wurden in Anlehnung an die neueren Arbeiten auf dem Brandschutzsektor festgelegt. Das Wärmebilanzmodell wurde anhand eigener Versuche und anhand der Brandfälle aus der Praxis überprüft. Dabei zeigte sich, daß die Parameter, "Ventilationsbedingung" und "Abbrandrate" für die theoretischen Untersuchungen der natürlichen Brände im Wärmebilanzmodell von entscheidender Bedeutung sind. Für eine sinnvolle Untersuchung der natürlichen Brände sind ausreichend genaue Kenntnisse über die Einflüsse der vorstehend genannten Parameter eine primäre Voraussetzung.

Diese Parameter werden z.Z. hinsichtlich ihrer Einflußgrößen u.a. im Teilprojekt C3 des SONDERFORSCHUNGSBEREICHES 148 intensiv untersucht und zur weiteren Theoriebildung für die Perfektionierung der Wärmebilanzmodelle herangezogen. Es kann davon ausgegangen werden, daß das vorliegende Rechenmodell für brandschutztechnische Untersuchungen zukünftig ein breites Anwendungsgebiet finden wird.

Rechnerische Analyse der Großversuchsbrände

Mittele Wärmebilanzrechnungen

von

Dr.-Ing. A. Haksever

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung.....	2
2 Nachrechnung der Brandversuche Lehrte.....	3
3 Nachrechnung eines Brandfalles aus der Praxis (Oymapinar-Staudamm).....	10
4 Nachrechnung der Großversuche vom Teilprojekt C3 des SFB 148.....	13
4.1 Großversuch LO 82-1.....	13
4.1.1 Allgemeines.....	13
4.1.2 Bestimmung der Abbrandraten.....	15
4.1.3 Bestimmung des Ventilationsfaktors.....	21
4.1.4 Bestimmung der Sauerstoffmengen.....	23
4.1.5 Bestimmung der Energiefreisetzung.....	25
4.2 Großversuch LO 82-2.....	28
4.2.1 Allgemeines.....	28
4.2.2 Bestimmung der Abbrandraten.....	30
4.2.3 Bestimmung des Ventilationsfaktors.....	31
4.3 Vergleich der Großversuche LO 82-1 und LO 82-2.....	33
4.3.1 Allgemeines.....	33
4.3.2 Vergleich der Abbrandraten.....	33
4.3.3 Vergleich der ϕ -Werte.....	36
4.3.4 Vergleich der freigesetzten Energiemengen.....	36
4.4 Rechnerische Analyse des Großversuchs LO 83-2.....	38
4.4.1 Allgemeines.....	38
4.4.2 Ergebnisse der Abgasanalyse.....	39
4.5 Ergebnisse der Temperaturberechnungen.....	41
4.6 Gerechnete Abbrandraten.....	43
4.7 Energiefreisetzung im Brandraum.....	44
5 Zusammenfassung und Ausblick.....	44

1 Einleitung

In diesem Beitrag werden die Großversuche mittels Wärmebilanzrechnungen analysiert. Es handelt sich dabei sowohl um die Großversuche und die Schadensfälle aus der Praxis, als auch um Großversuche die kürzlich programmgemäß vom Teilprojekt C3 des SFB 148 durchgeführt worden sind. Bei der exemplarischen Behandlung des Problems wurden solche Fälle ausgewählt, die die allgemein getroffenen Aussagen besonders hervorheben.

In Abschnitt 2 wird ein typischer Brandfall aus der Lehrterversuchsreihe gewählt. Abschnitt 3 dagegen behandelt einen Schadensbrandfall aus der Praxis. In Abschnitt 4 werden einige typische Brandversuche des Teilprojekts C3 diskutiert und analysiert.

Bei den rechnerischen Untersuchungen geht es in erster Linie um die Prüfung der Übertragbarkeit der aus den kleineren Versuchen gewonnenen Erkenntnisse auf die Großbrände. Dabei handelt es sich zunächst um die Durchführung einer Wärmebilanzrechnung zur Bestimmung der Heißgastemperaturen, um diese mit gemessenen Temperaturen vergleichen zu können. Im zweiten Schritt wird das Umkehrproblem behandelt, d.h. aus den gemessenen Temperatur-Zeit-Verläufen werden die Abbrandraten berechnet und diese den in kleineren Versuchen gewonnenen Ergebnissen gegenübergestellt.

2 Nachrechnung der Brandversuche Lehrte

Im Jahre 1974 wurde vom Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig an einem moderneren, zum Abbrand bestimmten Gebäude in Lehrte eine Reihe von Brandversuchen durchgeführt. Bild 2.1 zeigt die Ansicht, den Grundriß und die Abmessungen des Hauses. Im folgenden Beispiel wurde zur Durchführung einer Wärmebilanzrechnung, der Versuch Nr.1 im Raum 1 ausgewählt. Die konstruktiven Details des Versuchsraums sind in der Literatur über die Lehrter-Brandversuche /19/ ausführlich beschrieben.

Im Bild 2.2 ist der Längsschnitt des Versuchsraumes dargestellt. Zur eindeutigen Festlegung der Ventilationsbedingungen wurden für diesen Versuch die Fensteröffnungen ausgebaut und alle Türöffnungen zugemauert, so daß die für die Brandentwicklung erforderliche Luftzufuhr ausschließlich über die Fensteröffnung erfolgte. Mit den angegebenen Fenstermaßen, läßt sich der wichtigste Eingangsparameter, nämlich die Ventilationsbedingung, ermitteln. Danach betrug die Fensteröffnung 30 Prozent bezogen auf die Frontfläche des Versuchsraumes.

Als Brandlast wurden im Versuch 30 kg/m² Norm-Holzkippen verwendet. Die Zündung des Brandes fand in der Raummitte statt. Die Größe des Brandherdes wurde in der Berechnung mit 25 cm x 25 cm angenommen.

Während der Branddauer wurden an 22 Stellen im Raum die Temperaturen gemessen. Außerdem wurden an der Decke des Brandraumes mit Hilfe einer 350 mm x 350 mm wasserdurchflossenen Blechplatte Kalorimetermessungen unternommen. Zusätzlich wurde eine Gasanalyse erstellt.

Im Beitrag C3-2 wurde gezeigt, daß mit dem Rechenmodell bei Vorgabe von gemessenen Abbrandgeschwindigkeiten durchaus gute Ergebnisse erzielt werden. Da die Gewichtsverluste in der Praxis meist jedoch nicht gemessen werden können, werden in der Berechnung Erfahrungswerte herangezogen.

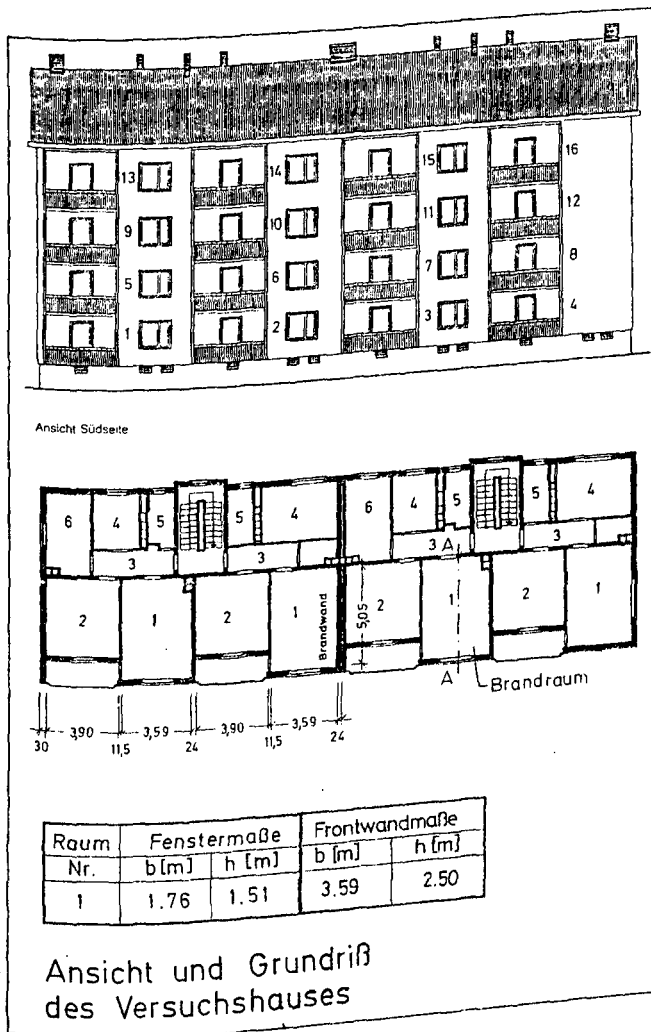
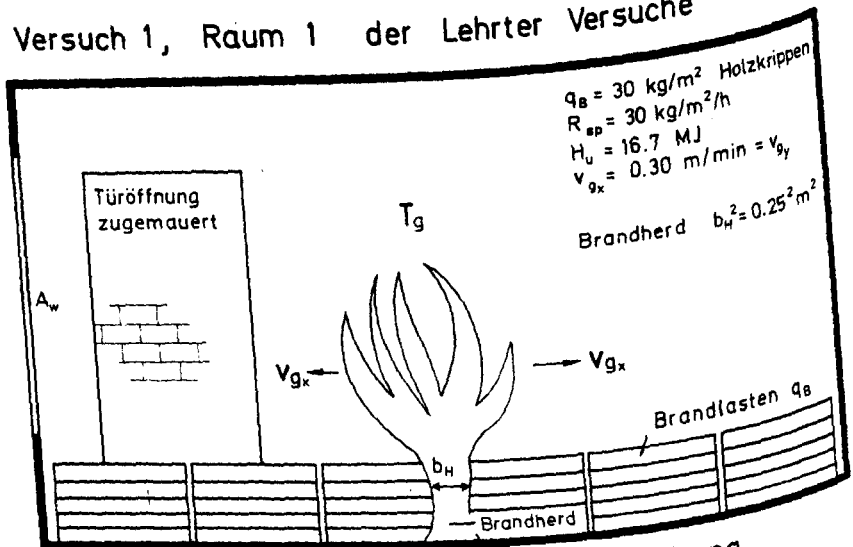


Bild 2.1: Versuchsgebäude zur Durchführung der Abbrand-
versuche in Lehrte

Versuch 1, Raum 1 der Lehrter Versuche



Modell für Brandentwicklung und Ausbreitung

Bild 2.2: Versuchsaufbau im Versuch 1, Raum 1 der Lehrter-Versuche

Für die Nachrechnung des Brandes spielt in diesem Zusammenhang die mittlere flächenartige Ausbreitungsgeschwindigkeit v_g des Brandes eine wichtige Rolle. Beobachtungen während des Versuchs lassen auf eine mittlere Ausbreitungsgeschwindigkeit von 30 - 40 cm/min schließen. Als mittlere spezifische Abbrandgeschwindigkeit R_{sp} für Holz nach [20] $R_{sp} = 30 \text{ kg/m}^2$ angesetzt.

Im Rechenmodell wird davon ausgegangen, daß zu Beginn des Brandes die spezifische Abbrandgeschwindigkeit R_{sp} erreicht wird und sich der Brand mit einer fest vorgegebenen Geschwindigkeit v_g ausbreitet. Die Energiefreisetzung wird zunächst durch

$$\dot{R}^{\circ} \cdot H_u = \dot{R}_{sp}^{\circ} \cdot H_u \cdot F(t)$$

Gl. (2.1)

kontrolliert. Die aktuelle Brandfläche $F(t)$ errechnet sich aus der anfänglichen Brandherdfläche F_b und der Ausbreitungsgeschwindigkeit v_g .

Die Abbrandrate wird also zunächst linear mit der Ausbreitungsfläche gekoppelt. Mit der Branddauer steigt die effektive Abbrandrate so lange an, bis im Brandraum ein stöchiometrischer Zustand eintritt.

Das Bild 2.3 zeigt die unter diesen Voraussetzungen errechneten mittleren Temperaturen über der Branddauer, die durch die gestrichelte Kurve gekennzeichnet sind. Der Streubereich der gemessenen Temperaturen in Deckennähe ist im Bild schraffiert dargestellt, wobei der Mittelwert selbst als durchgezogene Linie festgestellt werden kann. Aus dem Bild wird deutlich, daß der gesamte Brandablauf im Rechenmodell gut simuliert wurde. Es wird ersichtlich, daß die Entstehungs-, Entwicklungs- und Abkühlphase des Brandes mit der Wärmebilanzrechnung zufriedenstellend wiedergegeben worden ist.

Im Bild 2.4 sind die errechneten ϕ -Werte über der Zeit dargestellt, die indirekt den Sauerstoffgehalt im Brandraum beschreiben. Auf dem rechten Bildrand können die ϕ -Werte abgelesen werden. In der rechnerischen Simulation wird davon ausgegangen, daß zu Beginn des Brandes genügend Sauerstoff im Brandraum vorhanden ist, so daß eine Energiefreisetzung nach Gl. (3.3) ermöglicht wird. Deshalb liegt der ϕ -Wert wegen einer ausreichenden Sauerstoffversorgung unter 1. Mit wachsender Brandfläche $F(t)$ steigt ϕ jedoch rasch an und erreicht nach einer Branddauer von 15 Minuten Werte knapp unter 1 (siehe Bild 2.4). Während der Rechnung wird der ϕ -Wert ständig kontrolliert, so daß der Brandablauf derart gesteuert werden kann, daß sich die Energiefreisetzung nach Beendigung der Brandentstehungsphase entsprechend einem stöchiometrischen Abbrand, d.h. $\phi = 1$, einstellt. In der Abkühlphase des Brandes ergibt sich die Energiefreisetzung unter der Annahme eines natürlichen Abnehmens der Abbrandgeschwindigkeit. Dazu wird \dot{R}° nach dem Abbrennen von 80 Prozent der Brandlasten zum Zeitpunkt t_{80} mit Hilfe einer abklingenden Exponentialfunktion

Temperaturstreibereich an der Decke eines Brandraumes

- Brandversuche Lehrte -

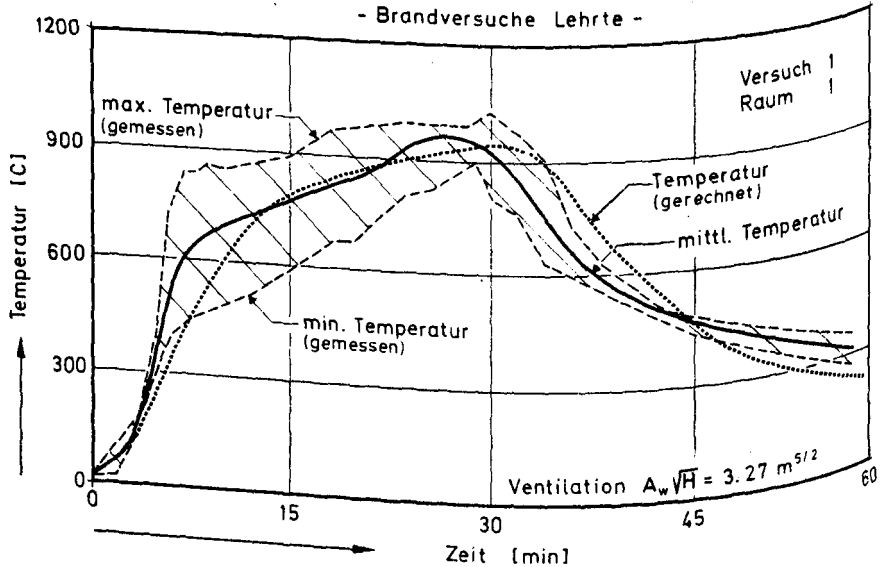


Bild 2.3: Gemessene und gerechnete Heißgastemperaturen
für den Versuch 1, Raum 1 der Lehrte-Versuche
bestimmt /17/.

Das Bild 2.4 zeigt zusätzlich den während des Versuchs gemessenen Sauerstoffgehalt im Brandraum. Die Werte können auf dem linken Bildrand abgelesen werden. Da die Luftzufuhr und die im Brandraum benötigte Sauerstoffmenge mit dem ϕ -Wert verknüpft sind, gibt der ϕ -Wert indirekt die verbrauchte Sauerstoffmenge während des Brandes an. Im Idealzustand, d.h. $\phi = 1$, erreicht der Sauerstoffgehalt ein Minimum. Im übrigen Bereich verhält sich der Sauerstoffgehalt qualitativ reziprok zum ϕ -Wert. Aus dem Bild 2.4 wird ersichtlich, daß die Aussagefähigkeit der nach der Wärmebilanzrechnung ermittelten ϕ -Werte durch die im Versuch gemessenen Sauerstoffmengen bestätigt wird.

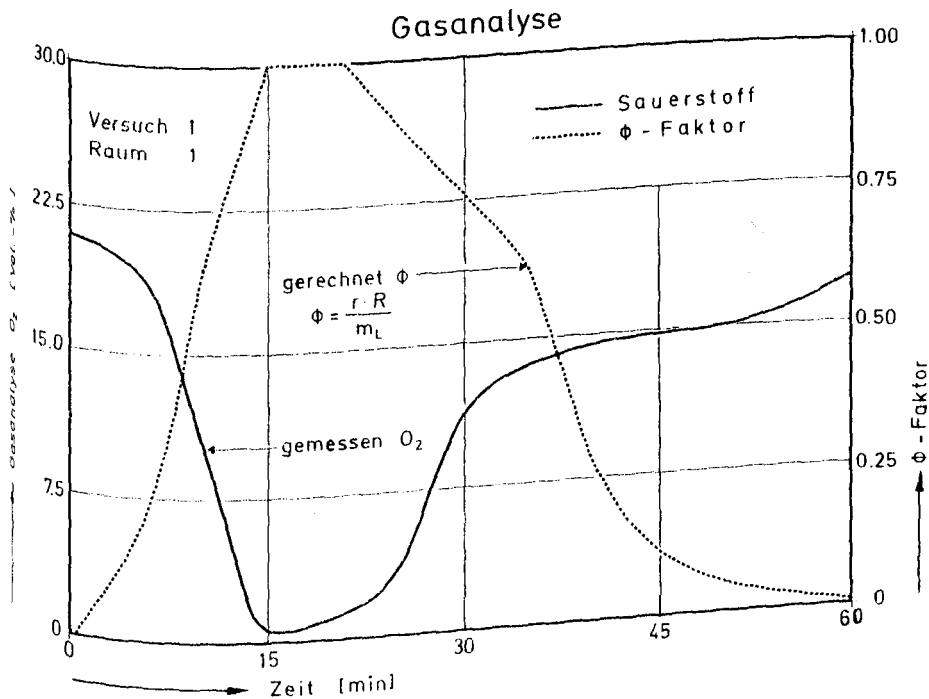


Bild 2.4: Gerechnete ϕ -Werte des Versuchs 1, Raum 1 der
Lehrter-Versuche im Zusammenhang mit einer Gas-
analyse

Die Ergebnisse der Kalorimetermessungen sind im Bild 2.5 dargestellt. Im Vergleich mit den Werten, die für die Decke des Brandraums errechnet wurde, lagen die durch die Blechplatte gemessenen Wärmestromdichten um das ungefähr 5 fache höher. Da für den Wärmestrom die Temperaturdifferenz zwischen den Heißgasen im Brandraum und der Decke als maßgeblich ist, ergibt sich aus der Berechnung, daß dieses Gefälle durch die Aufheizung der Decke relativ gering sein muß. Dagegen tritt an der Oberfläche des Kalorimeters durch die im Versuch gemessenen Oberflächentemperaturen unter 100°C ein hoher Garwärmestrom auf, der zu einem erheblich höheren Wärmetransport zum Kalorimeter führt. Die gerechneten Wärmestromdichten zeigen jedoch einen affinen Verlauf zu den gemessenen Werten und können daher als weitere Verifizierung des Rechenverfahrens angesehen werden.

Wärmestromdichte in einem Brandraum

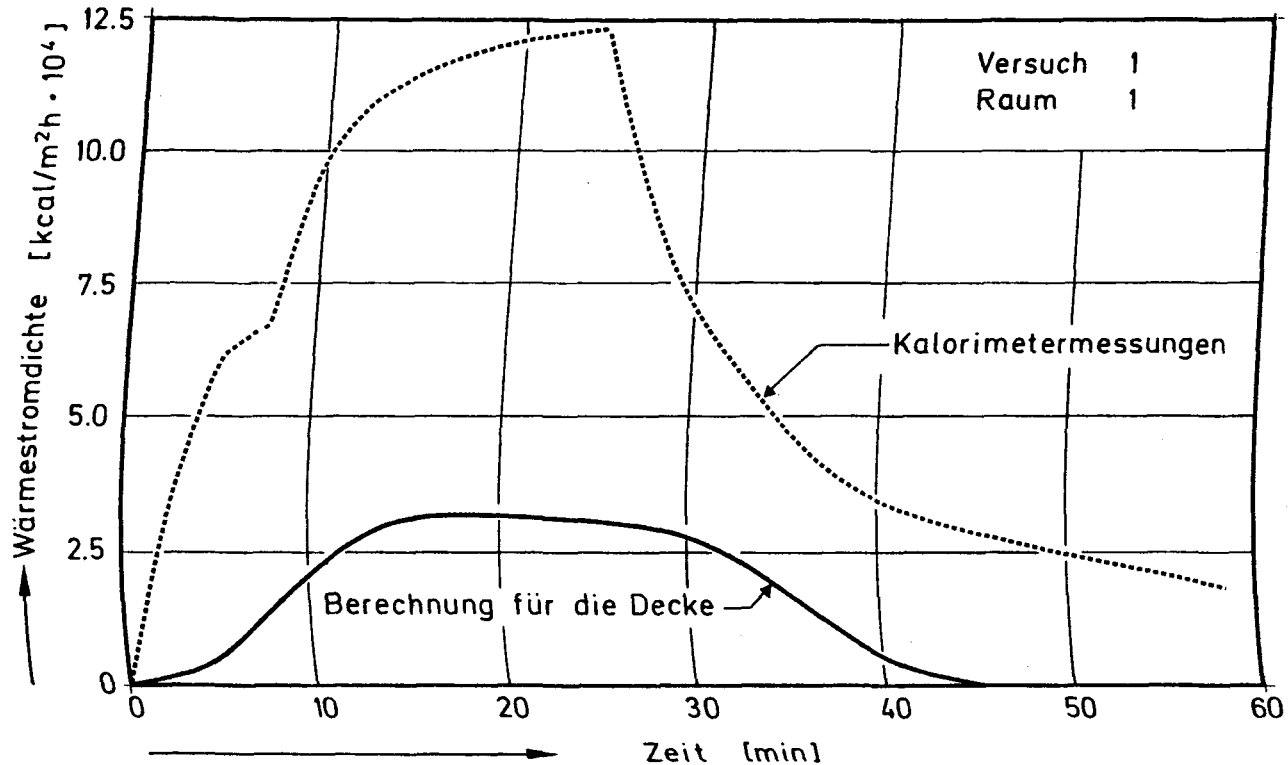


Bild 2.5: Vergleich der gemessenen und gerechneten Strom-

3 Nachrechnung eines Brandfalles aus der Praxis (Oymapinar-Staudamm)

Im Oktober 1980 ereignete sich ein Brand im Hochwasserentlastungsstollen des sich in Bau befindlichen Oymapinar-Staudammes in der Türkei. Das Bild 3.1 zeigt skizzenhaft den Einlaufbereich der Hochwasserentlastung.

Auf der wasserseitigen Stauwand der Anlage mußte im Einlaufbereich ein Übergang von den rechteckigen, mit Doppelsegmentschützen verschließbaren Einläufen auf den hufeisenförmigen Tunnelquerschnitt geschaffen werden. In diesem 25 m langen Übergangsbereich wurde zur Bauausführung eine Stahlkonstruktion mit zusätzlich aufgebrachter Rüstung und Schalung aus Holz als Schalwagen verwendet. Der Übergangsbereich war zu 2/3 fertiggestellt, als der Brand im zweiten Abschnitt am Schalwagen aus Nachlässigkeit ausbrach. Genaue Angaben über den Brandverlauf lassen sich im nachhinein nicht machen. Nach Aussagen der Augenzeugen hat jedoch die intensive Phase des Brandes nur ca. 30 bis 45 Minuten gedauert. In dieser kurzen Zeit brannten das trockene Holz der Schalung und der Rüstung sowie das Holz auf den Bühnen des Schalwagens vollständig ab. Das Gewicht der Gesamtbrandlasten betrug zu diesem Zeitpunkt ca. 20 t, bezogen auf die Holzbasis.

Um die Höhe der aufgetretenen Temperaturen festzustellen, wurde am Brandort nach Indizien gesucht. Beispielweise ermöglicht die Art der an der Betonoberfläche aufgetretenen Schäden Rückschlüsse auf die während des Brandes herrschenden Temperaturen. Bei der Besichtigung am Brandort wurde festgestellt, daß die Abplatzungen oft durch die Zuschlagskörner des Betons gehen. Der Betonzuschlag bestand aus gebrochenem Kalkstein, so daß an einigen Stellen des Brandbereichs entsäuerter Kalkstein vorgefunden werden konnte.

Am Brandort wurden z.T. großflächige Betonabplatzungen, an den Stollenwänden festgestellt, die meistens explosionsartig vor sich gegangen sein müssen. Deshalb könnte daraus geschlossen werden, daß zum Zeitpunkt der Abplatzung die Umgebungstemperaturen über 750 °C lagen und die Betonoberfläche auf 300 bis 450 °C erwärmt war.

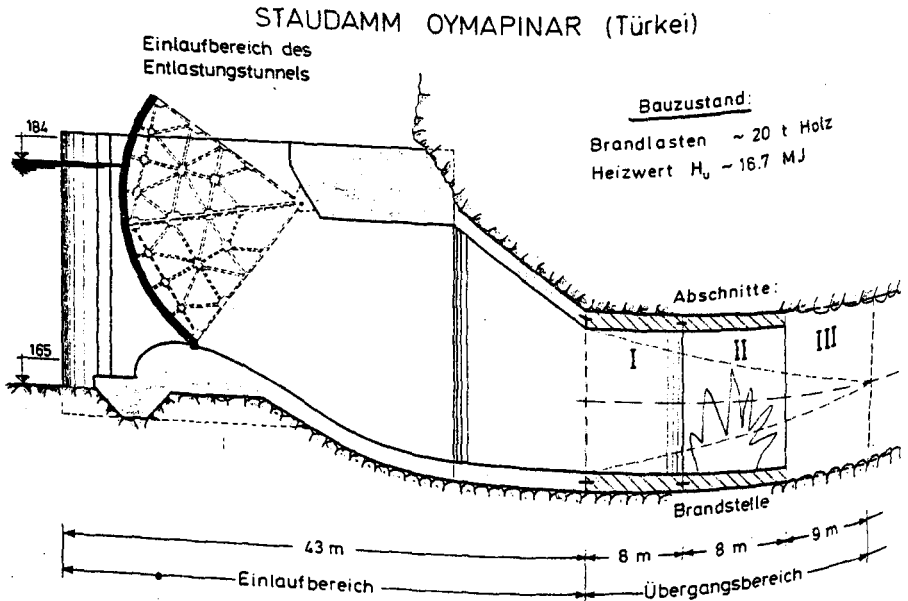


Bild 3.1: Längsschnitt durch den Hochwasserentlastungsstollen im Einlaufbereich

Die freien Anschlußbewehrungen der Betonierabschnitte zeigten deutliche Verformungen und zwar in der Art, daß die Stäbe nach unten gebogen und längere Anschlußbewehrungen unter ihrem Eigengewicht fast senkrecht abgeknickt waren.

Zur Analyse des Brandverlaufs wurde eine Wärmebilanzrechnung erstellt und der mittlere Temperaturverlauf im Stollen bestimmt.

Die Rechnung ergab bei normalen Ventilationsbedingungen und in Anlehnung an die im SONDERFORSCHUNGSBEREICH 148 Teilprojekt C3 gemessenen Abbrandraten (vgl. Beitrag C3-2) nach 60 Minuten Branddauer eine maximale Temperatur von 800 °C. Bild 3.2 zeigt den entsprechenden Temperaturverlauf als durchgezogene Kurve. Dagegen treten bei optimalen Ventilationsverhältnissen nach 60 bis 75 Minuten Branddauer Temperaturen von rd. 1000 °C auf. Dieser Temperaturverlauf ist auf dem Bild 3.2 als gestrichelte Kurve ebenfalls dargestellt. Die untere Grenze der gerechneten Temperaturen könnte beispielsweise mit den

STAUDAMM OYMAPINAR (Türkei)

gerechnete Temperaturen im Brandbereich des Entlastungstunnels

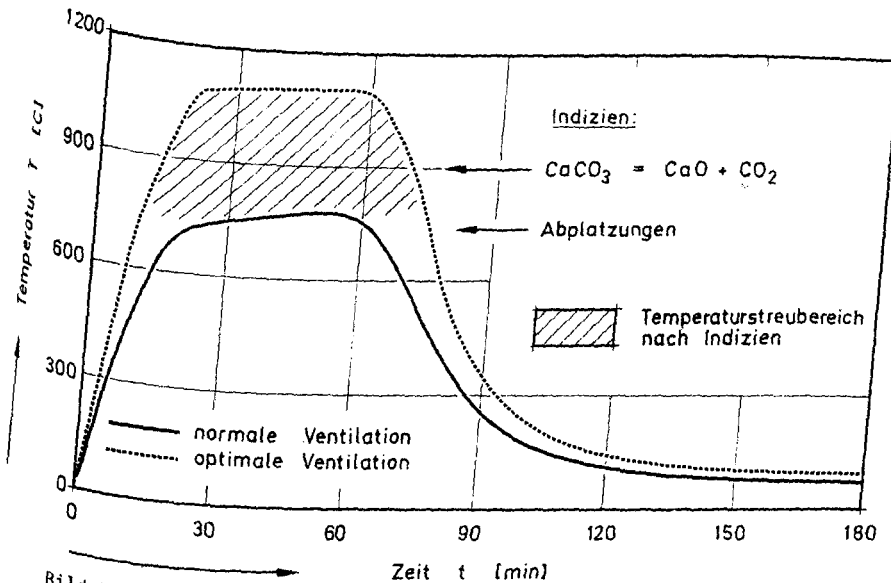


Bild 3.2: gerechneter Temperaturstreibereich bei den Entlastungsstollen im Brandfall

großflächigen Betonabplatzungen und den abgeknickten Stahleinlagen bestätigt werden. Die vorgefundenen entsäuerten Kalkstücke sprechen dagegen für sehr hohe Temperaturen über 900 °C. Dies wird auch durch die Wärmebilanzrechnung gezeigt.

4 Nachrechnung der Großversuche vom Teilprojekt C3 des SFB 148

4.1 Großversuch LO 82-1

4.1.1 Allgemeines

Die Versuchseinrichtung vom Teilprojekt A2 des SFB 148 zur Untersuchung von flächenartigen Bauteilen im Brandfall, bietet auch die Möglichkeit Abbrandversuche im Rahmen des Forschungsprogramms für Großversuche des Teilprojekts C3 durchzuführen. Durch diese Großversuche sollte in erster Linie die Übertragbarkeit und Anwendbarkeit der Versuchsergebnisse aus Kleinversuchen überprüft werden. Die entsprechenden Randbedingungen der Großversuche wurden im Versuch so eingestellt, wie sie vorher bei den Kleinversuchen vorgenommen worden sind (vgl. Beitrag C3-2).

Das Bild 4.1 zeigt den Versuchsaufbau zur Durchführung eines Großabbrandversuchs im Versuchsstand des Teilprojekts A2. Aus dem Längsschnitt wird die konstruktive Ausbildung der Versuchseinrichtung deutlich. Der eigentliche Brandraum liegt im Kellergeschoß er hat einen Grundriß von etwa $7,35 \times 4,00 \text{ m}^2$, die lichte Höhe beträgt 2,10 m. Der Boden dieses Brandraums besteht aus einem Stb.-Sockel mit einer Deckschicht aus Feuerleichtbeton. Die Wände sind auch aus Feuerleichtbeton hergestellt, während die Decke aus Gasbetonplatten GSB 50 besteht. Somit zeigt der Versuchsstand einen materialmässig ähnlichen Aufbau zu der Versuchseinrichtung für Kleinversuche /22/.

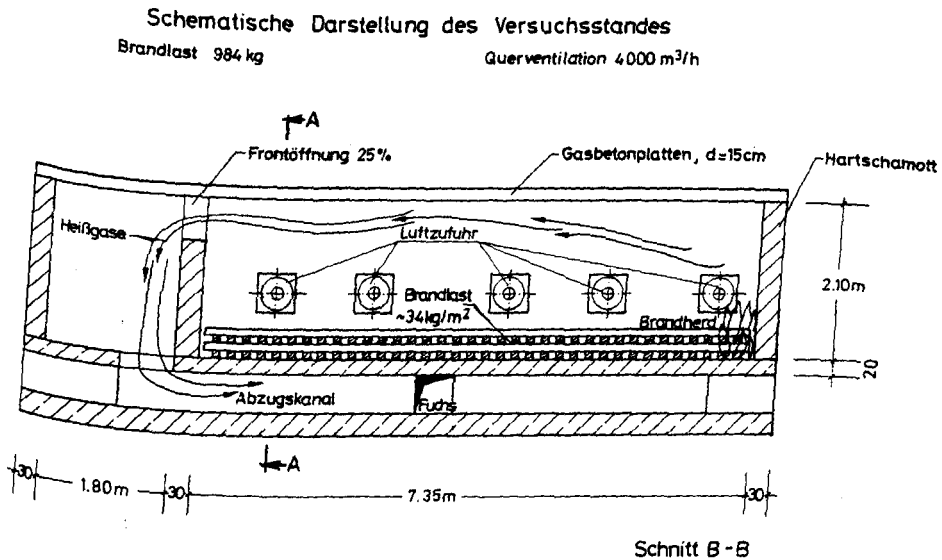


Bild 4.1: Längsschnitt des Versuchsaufbaus

Im Versuch wurden die Ventilationsbedingungen durch Zwangsluftzufuhr in Querrichtung eingestellt. Die Frontöffnung beträgt beim Austritt der Heißgase 25 Prozent der Querwandfläche. Die Abgase werden über einen Abzugskanal zum Schornstein geleitet, wobei am Anschluß zum Schornstein Möglichkeiten geschaffen wurden um dort Abgasanalysen durchzuführen. Bild 4.2 zeigt den Querschnitt des Brandraumes. Die weiteren Abmessungen der Versuchseinrichtung können somit aus den Bildern 4.1 und 4.2 entnommen werden.

Im Versuch wurden die Brandlasten als normierte Holzkrippen gleichmäßig über dem Boden verteilt angeordnet. Sie betrugen 34 kg/m², so daß die Gesamtmenge der Brandlasten mit 984 kg angegeben werden kann.

Schematische Darstellung des Versuchsstandes
 Brandlast 984 kg Querventilation 4000 m³/h

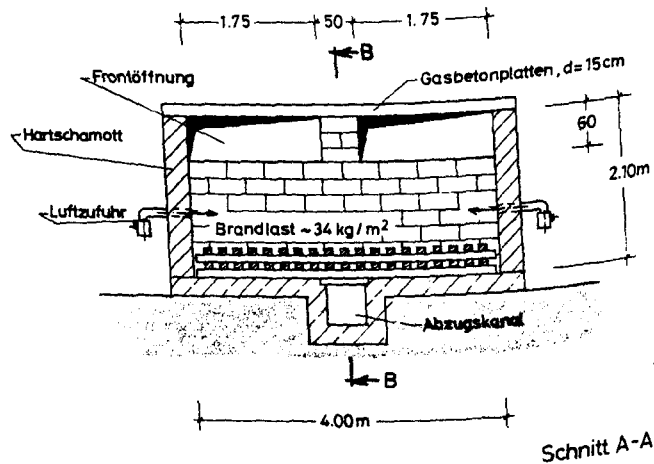


Bild 4.2: Querschnitt der Versuchseinrichtung

4.1.2 Bestimmung der Abbrandraten

Um eine maximale Abbrandrate erzielen und im Versuch möglichst eine stöchiometrische Verbrennung erreichen zu können wurde die Luftzufuhr rate nach den experimentellen Versuchsergebnissen aus Kleinversuchen bestimmt. In [22] wurde gezeigt, daß bei Krippen mit Brandlasten von 50 Prozent Stapeldichte und bei einer Verteilungsdichte von 30 kg/m² eine maximale Abbrandrate von 15-16 kg/min zu erwarten ist. Dieser Spitzenwert tritt jedoch nur kurzzeitig auf, so daß um ein Überangebot von Sauerstoff im Brandraum zu vermeiden, ein abgerundeter Wert von 80 Prozent der maximalen Abbrandrate zur Bestimmung der Luftmenge berücksichtigt wurde. Danach ergibt sich eine Zwangsluftzufuhr von

$$\dot{m}_L = 0.80 \times 16.5 \times 60 \times 5 = 4000 \text{ kg/m}^3$$

da für 1 kg Brennholz 5 kg Luft benötigt werden.

Bei der Zündung der Brandlasten wurde der Brandherd so festgelegt, daß die Brandausbreitung durch die Zwangsventilation begünstigt wurde. Im Versuch wurden die Heißgastemperaturen in der mittleren Brandraumhöhe an 15 gleichmäßig verteilten Stellen gemessen.

Das Bild 4.3 zeigt die gemessenen mittleren Heißgastemperaturen über der Branddauer.

Zur besseren Analyse des Brandgeschehens wurde eine Wärmebilanzrechnung durchgeführt. Der Zweck der Berechnung war in erster Linie, die Abbrandraten der Brandlasten im Versuch theoretisch zu bestimmen. Deshalb wurden die Abbrandraten in der Wärmebilanzrechnung durch Iteration so bestimmt, daß eine optimale Wiedergabe der gemessenen Temperaturen durch die Rechnung erzielt werden konnte. Da bei diesem Versuch mit Zwangsluftzufuhr gearbeitet wurde, ist in der Berechnung eine zweite Iterationsschleife zur Bestimmung des Ventilationsfaktors durchgeführt worden, so daß der Rechenaufwand erheblich anstieg. Deshalb wurden die sämtlichen Wärmebilanzrechnungen an dem Großrechner UNIVAC 1108 der Gesellschaft für wissenschaftliche Datenverarbeitung in Göttingen durchgeführt. Die Auswertung der Rechenergebnisse erfolgte danach im institutseigenen PRIME-Rechner.

In der zweiten Iterationsschleife wurde der Ventilationsfaktor so bestimmt, daß die im Versuch vorgesehenen Raten der Luftmenge in der Berechnung eingehalten wurden (vgl. Abschnitt 4.1.3). Aus Bild 4.3 wird ersichtlich, daß die gemessenen Temperaturen mit denen durch die Iteration angenäherten Rechenwerten gut übereinstimmen, weshalb die gerechneten Abbrandraten als wirklichkeitsnah angesehen werden können.

BRANDVERSUCH MIT HOLZKRIPPEN LO 82-1

GERECHNETE UND GEMESSENE TEMPERATUREN

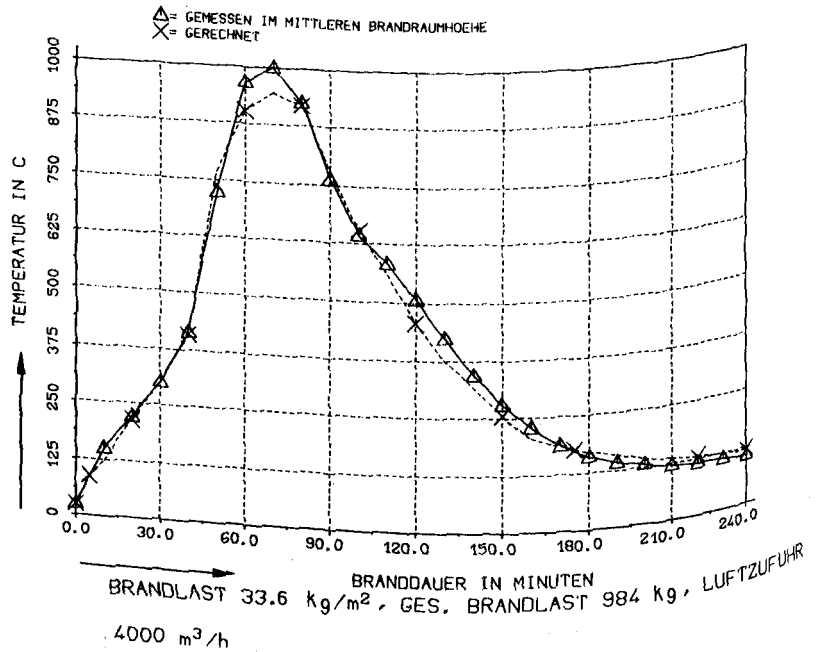


Bild 4.3: gemessene und gerechnete Heißgastemperaturen des Versuchs LO 82-1

Im Bild 4.4 ist der Verlauf der ermittelten Abbrandraten über der Branddauer dargestellt. Gleichzeitig ist die Menge der Restbrandlasten zu jedem Zeitpunkt eingetragen. Die Werte können dem entsprechenden Bildrand entnommen werden. Die Ableitung der Restbrandlastkurve nach der Zeit gibt naturgemäß die aktuelle Abbrandrate der Brandlasten wieder. Aus dem Bild 4.4 wird deutlich, daß die maximalen Abbrandraten die Werte von 17 bis 18 kg/min erreicht haben. Wenn man jetzt die Ergebnisse der Abbrandraten mit denen aus den Kleinbrandversuchen vergleicht, dann wird erkennbar, daß eine gute Übereinstimmung zwischen den Klein- und Großversuchen existiert, wenn die gleichen Randbedingungen zwischen den Klein- und Großversuchen eingehalten werden. Da die Abbrandrate eine der wichtigsten Eingangsgrößen für die Durchführung einer wirklichkeitsnahen Wärmebilanzrechnung ist, kommt dieser Feststellung eine besondere Bedeutung zu. Mit anderen Worten gesagt, können die Ergebnisse der Abbrandra-

Brandversuch mit Holzkrippen, Versuch LO 82-1

Rechenwerte

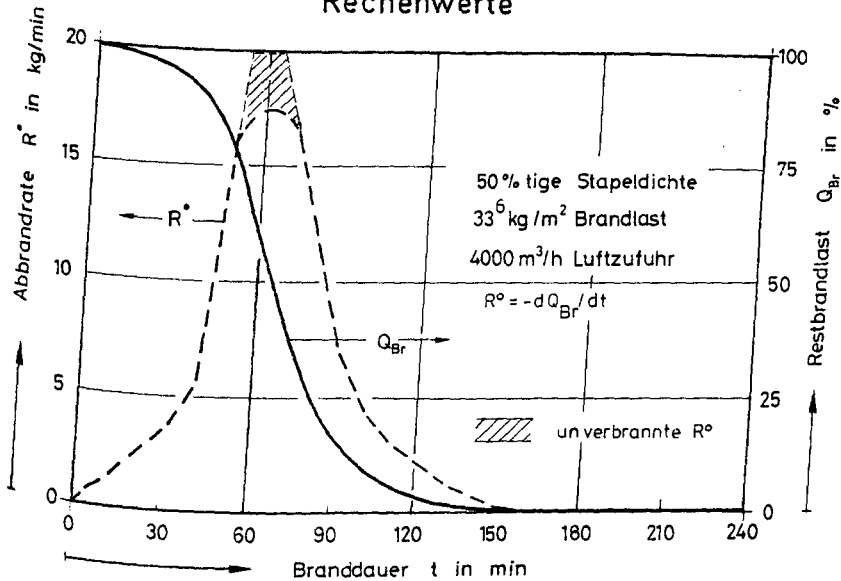


Bild 4.4: gerechnete Abbrandraten des Versuchs LO 82-1

ten aus Kleinversuchen auf Großversuche übertragen werden und zwar unabhängig von der Menge der Gesamtbrandlasten, wenn die Stapel- und Verteilungsdichte der Holzkrippen neben den anderen thermodynamischen Randbedingungen vergleichbar sind.

Aus dem Bild 4.4 wird außerdem deutlich, daß die Kurve der Abbrandraten einen ähnlichen Verlauf wie die gemessene Abbrandrate bei den Kleinversuchen zeigt. Besonders der dreieckige Verlauf der Abbrandraten wird in beiden Versuchen erkennbar /22/, (vgl. auch Beitrag C3-1).

Das Integral der Kurve von Abbrandraten über der Zeit gibt naturgemäß die Gesamtmenge der Brandlasten im Brandraum wieder. Auf dem Bild ist zusätzlich der wahrscheinliche Bereich der unverbrannten Abbrandraten schraffiert dargestellt. Die effektiven Abbrandraten die zur Energiefreisetzung beitragen können, sind auf dem Bild gestrichelt eingetragen. Die Menge der unverbrannten Brandlasten wurde in der Berechnung so bestimmt, daß das Integral von R^* die Gesamtmenge der Brandlasten wiedergibt. Die durchgeführte Wärmebilanzrechnung hat gezeigt, daß während der Branddauer von 50 bis 75 Minuten ein ventilationsgesteuerter Brand im Versuchsraum gegeben sein soll, da die gerechneten ϕ -Werte während dieser Zeitdauer über 1 lagen (vgl. Abschnitt 4.1.4).

Im Bild 4.5 sind die spezifischen Abbrandraten eingetragen, die für diesen Versuch rechnerisch ermittelt worden sind. Das Bild stellt außerdem die Ausbreitung des Brandes über der Zeit dar, die während des Versuches beobachtet worden ist. Im Versuch wurde nach 48 Minuten der Branddauer ein Flashover festgestellt, bei der die Brandfläche sich spontan über den ganzen Brandraumfußboden ausdehnt. Das Ergebnis vom Flashover stellt deshalb einen instabilen Zeitpunkt im Brandgeschehen dar.

Die spezifische Abbrandrate R_{sp}^* wurde nach Gl. (4.1) ermittelt:

$$R_{sp}^* = R^* / F_B$$

Gl. (4.1)

Dabei wurden die Werte von R^* dem Bild 4.4 entnommen.

Das Bild 4.5 zeigt deutlich, daß für die preflashover Phase des Brandes erheblich höhere Werte ermittelt werden, als in der Literatur in diesem Zusammenhang angegeben wird /20/. Die spezifische Abbrandrate ist dem zufolge keinesfalls während der Branddauer als eine konstante Größe anzusehen, sondern sie nimmt bei der brandlastgesteuerten Phase des Brandes zuerst steil dann jedoch -nach dem Flashover- langsam und asymptotisch ab. In der Literatur wird für Holz eine spezifische Abbrandrate von 30 kg/m² in der Stunde angegeben. Aus dem Bild wird

Brandversuch mit Holzkrippen, Versuch L082-1

Rechenwerte

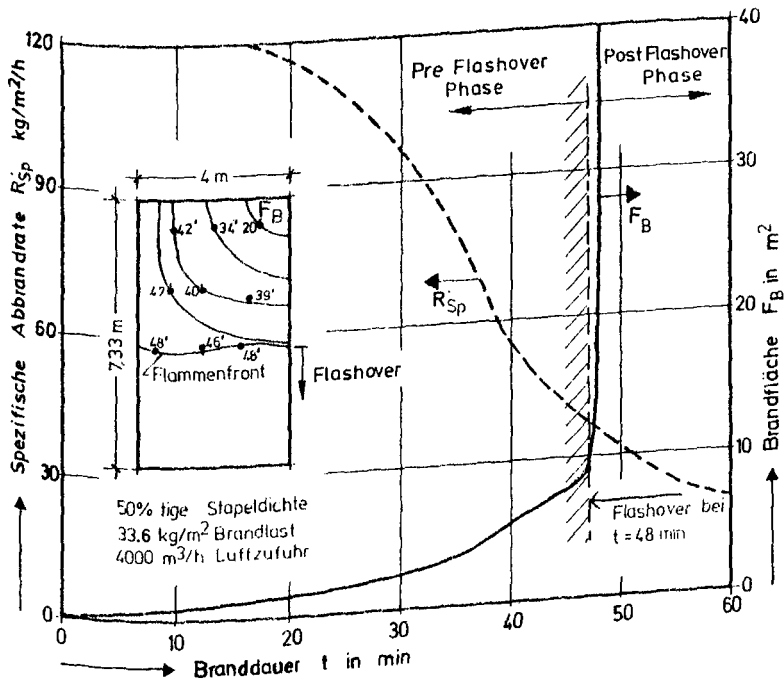


Bild 4.5: gerechnete spezifische Abbrandraten des Versuchs
L0 82-1

Jedoch ersichtlich, daß dieser Wert erst nach dem Flashover des Brandgeschehens seine Gültigkeit hat.

Nach den im Versuch gemachten Beobachtungen kann gesagt werden, daß die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Feuers mit 30-40 cm/min angegeben werden kann.

4.1.3 Bestimmung des Ventilationsfaktors

Im Abschnitt 4.1.2 wurde erwähnt, daß der Ventilationsfaktor genau so bestimmt worden ist, wie die zugeführte Luftmenge im Brandraum in der Berechnung ermittelt wird. Der Ventilationsfaktor wird in Anlehnung an die einschlägige Literatur nach der Gl. (4.2) berechnet.

$$V_f = A_w \sqrt{H} \quad \text{Gl. (4.2)}$$

Da im Versuch eine künstliche Luftzufuhr eingestellt worden ist, handelt es sich in der Berechnung um einen fiktiven Ventilationsfaktor, der besagt, welche Fenstergröße und -höhe für den Brandraum notwendig ist, wenn ein natürlicher Ventilationszustand im Brandraum vorliegen würde, bei der die gleiche Frischluftzufuhr rate erfolgt wie in der Zwangsventilation vorgesehen ist.

Da die Frischluftzufuhr im Brandraum bei einem natürlichen Ventilationszustand nach Gl. (4.3) u.a. eine Funktion von Temperatur und Ventilationsfaktor ist, wird der Ventilationsfaktor für eine künstliche Luftzufuhrmenge iterativ berechnet.

$$m_L^* = f(T_g, V_f) \quad \text{Gl. (4.3)}$$

Das Bild 4.6 zeigt die in der Berechnung ermittelten Luftzufuhrmengen über der Branddauer und stellt sie dem im Versuch vorgesehenen Sollwert der Ventilation gegenüber. Aus dem Bild wird ersichtlich, daß die Ergebnisse dem Sollwert der zugeführten Luftmengen, im Bereich der Toleranzen in der Berechnung angenähert worden sind. Das Bild 4.6 zeigt außerdem den Verlauf des Ventilationsfaktors V_f während der Branddauer. Es wird deutlich, daß der Ventilationsfaktor über die Zeit nicht konstant bleibt. Insbesondere in der Entwicklungsphase des Brandes nimmt der Ventilationsfaktor deutlich ab. Dieser Sachverhalt erklärt sich dadurch, daß bei höheren Temperaturen die Dichte der Heißgase abnimmt, so daß um die vor-

Brandversuch mit Holzkrippen, Versuch LO 82-1

Rechenwerte

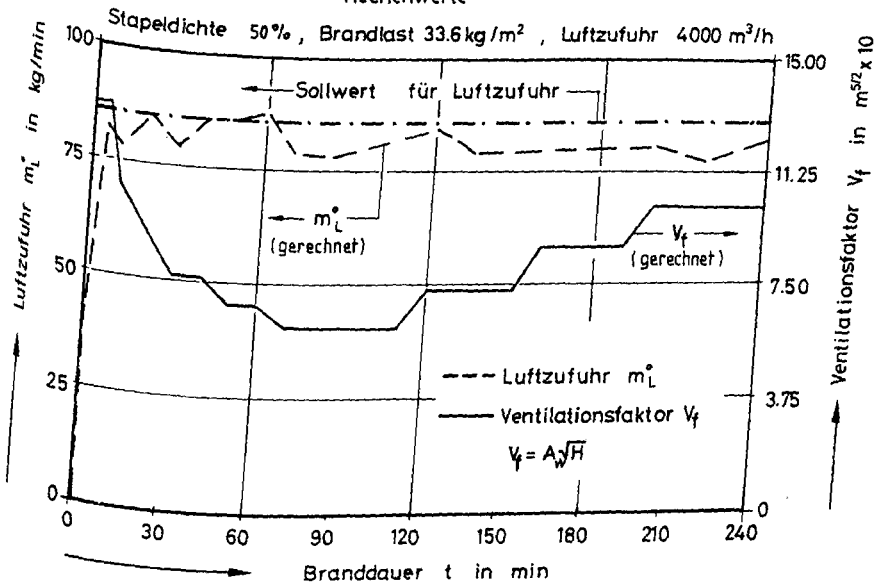


Bild 4.6: Verlauf des Ventilationsfaktors über die Branddauer des Versuchs LO 82-1

gesehene Luftmengenrate einhalten zu können, die Geschwindigkeit der Luftströmung am fiktiven vertikalen Fenster des Brandraums ansteigen muß. Dieser physikalische Vorgang wird in der Berechnung durch Reduzierung des Ventilationsfaktors erreicht. Diese Feststellung führt zu der Aussage, daß der Ventilationsfaktor nicht als konstante Größe in der Berechnung angenommen werden darf, wie von Bøhm /11/ vorgeschlagen wird.

4.1.4 Bestimmung der Sauerstoffmengen

Das Bild 4.7 stellt die Ergebnisse der rechnerischen Abgasanalyse für den Großversuch LO 82-1 dar. Auf dem Bild ist der Verlauf der Sauerstoffmengen im Brandraum, gleichzeitig mit den gerechneten Φ -Werten eingetragen, wobei die Werte dem entsprechenden Bildrand entnommen werden können. Der Φ -Wert gibt das Verhältnis zwischen dem Luftbedarf für den stöchiometrischen Abbrand der Brandlasten und der Luftmenge die während des Brandes im Raum zur Verfügung steht wieder.

Aus dem Bild wird erkennbar, daß bei der Entwicklungsphase des Brandes der Φ -Wert < 1 bleibt, erst beim Erreichen des Zeitpunkts für Flashover, bei dem im Brandgeschehen ein instabiler Zustand existiert, ist ein spontaner Anstieg des Φ -Wertes zu beobachten. Bei einer Luftzufuhr von 4000 m³/h ist Φ zwischen der 55. und 70. Minute größer 1.0, d.h. der Brand ist vorübergehend ventilationsgesteuert. Diese Feststellung ist insofern von Bedeutung, weil in der Literatur häufig sehr allgemein über den ventilationsgesteuerten Brand diskutiert wird, ohne daß zwischen den einzelnen Phasen des Brandgeschehens unterschieden wird /8/. Die hier gewählten Definitionen gestatten diesbezüglich eine eindeutige Differenzierung.

Auf dem Bild 4.7 ist der gerechnete Verlauf der Sauerstoffmengen in den Abgasen prozentual eingetragen. Es wird deutlich, daß der Sauerstoffgehalt qualitativ reziprok zum Φ -Wert verläuft, d.h. bei der Entwicklungsphase des Brandes nimmt der Sauerstoffgehalt ständig ab, um bei dem ventilationsgesteuerten Brandbereich vollständig verbraucht zu werden. Bei der rechnerischen Bestimmung des Sauerstoffgehalts werden grundsätzlich zwei thermodynamische Prozesse unterschieden und die unten angegebenen Gleichungen bei der theoretischen Behandlung des Problems entsprechend benutzt.

Brandversuch mit Holzkrippen, Versuch LO 82-1

Rechenwerte

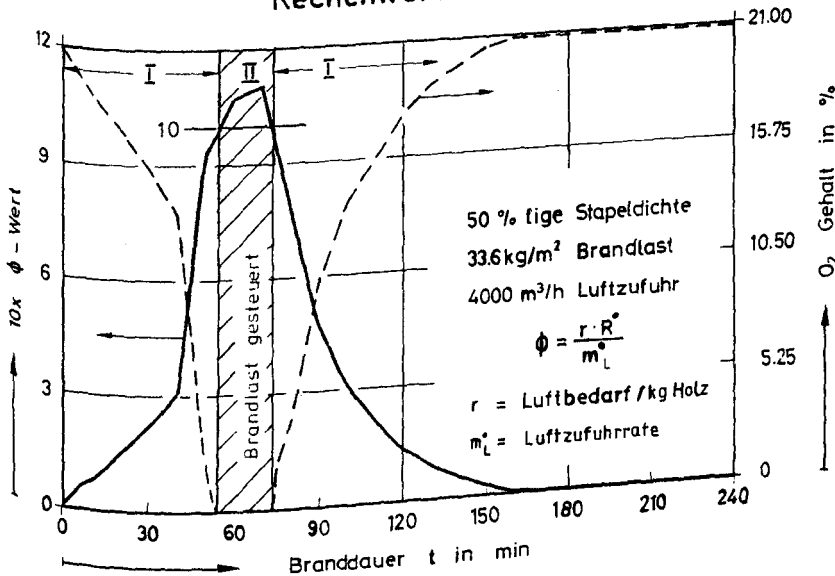


Bild 4.7: Verlauf der ϕ -Werte im Zusammenhang mit dem Sauerstoffangebot im Brandraum

$$\phi < 1 \quad O_2 \% = 21 \cdot (m_L^{\circ} - r \cdot R^{\circ}) / (m_L^{\circ} + R^{\circ}) \quad \text{Gl. (4.4)}$$

$$\phi \geq 1 \quad O_2 \% = 0. \quad \text{Gl. (4.5)}$$

Die Gleichung (4.4) wird also bei dem brandgesteuerten Brandgeschehen verwendet, während die Gleichung (4.5) für ventilationsgesteuerte Brandphasen gilt. In dem Rechenprogramm werden, wie schon erwähnt, beide Fälle automatisch unterschieden und die Sauerstoffmenge nach dem o.a. Gleichungen entsprechend bestimmt.

In Abschnitt 4.4 wird auf die Möglichkeit der Ermittlung der brandbestimmenden Parameter über eine experimentell durchgeführte Abgasanalyse näher eingegangen.

4.1.5 Bestimmung der Energiefreisetzung

Eine wesentliche Verbesserung ist in dem hier benutzten Wärmebilanzmodell darin zu sehen, daß bei der Energiefreisetzung gegenüber der betrachteten Literatur ein deutlicher Unterschied gemacht wird. In diesem Wärmebilanzmodell wird für die Energiefreisetzung, im einfachsten Fall der Ansatz

$$h_c^* = R^* \cdot H_u \cdot \zeta \quad \text{Gl. (4.6)}$$

gewählt. Die Gleichung (4.6) gibt Energiefreisetzung bei hinreichender Luftzufuhr an, wobei keine unvollständige Mischungsbildung berücksichtigt. Sofern das Sauerstoffangebot im Brandraum knapp wird, ist die maximal mögliche Energiefreisetzung durch die Gleichung (4.7) gegeben:

$$h_c^* = m_L^* \cdot H_u / r \cdot \zeta \quad \text{Gl. (4.7)}$$

Der Grenzfall (stöchiometrische Verbrennung) ist durch die folgende Bedingung gegeben:

$$R^{\circ} \cdot r / m_L^{\circ} = \phi \begin{cases} < 1 & \text{brandlastgesteuert} \\ \geq 1 & \text{ventilationsgesteuert} \end{cases} \quad \text{Gl. (4.8)}$$

$$R_{\text{ef}}^{\circ} = R^{\circ} - m_L^{\circ} / r \quad \text{Gl. (4.9)}$$

Im Fall einer stöchiometrischen Verbrennung wird die Brandlast "optimal" ausgenutzt. In der Berechnung wird davon ausgegangen, daß in Heißgasen keine zusätzlichen Mischungsverluste entstehen. Damit kann $\zeta = 1$ angesetzt werden.

In der einschlägigen Literatur wird zur Bestimmung der Heißgastemperaturen allein die Energiefreisetzung durch geeignete Ansätze benutzt. Um die Gültigkeitsgrenzen der Wärmebilanzmodelle zu vergrößern werden die Energiefreisetzungsraten an experimentelle Ergebnisse angepaßt [8]. In dem hier aufgestellten Rechenmodell, wird die Energiefreisetzung direkt mit dem Sauerstoffangebot im Brandraum gekoppelt. Die Abbrandrate kann effektiv nur so lange zur Energiefreisetzung beitragen, wie die Sauerstoffmenge eine vollständige Verbrennung ermöglicht. Die Restabbrandrate, die in der Berechnung nach Gleichung (4.9) bestimmt wird, geht also als unverbrannte Abgase aus den Brandraumöffnungen ins Freie.

Das Bild 4.8 zeigt die Rechenergebnisse zur Bestimmung der Energiefreisetzungsraten über der Branddauer. Auf dem Bild ist zusätzlich zum besseren Verständnis auch der Verlauf vom Sauerstoffangebot im Brandraum prozentual eingetragen. Die Werte können auf dem entsprechenden Bildrand abgelesen werden. Das Bild 4.8 macht deutlich, daß die Energiefreisetzung und das Sauerstoffangebot im Brandraum qualitativ reziproke Zeitverläufe besitzen. Bei dem vollständigen Verbrauch der Sauerstoffmenge in der 50 bis 75. Minute erreicht die Energiefreisetzung einen stationären Zustand als Maximum, um etwas später einen rückläufigen Verlauf während der Branddauer zeigen zu können.

Brandversuch mit Holzkrippen, Versuch LO 82-1

Rechenwerte

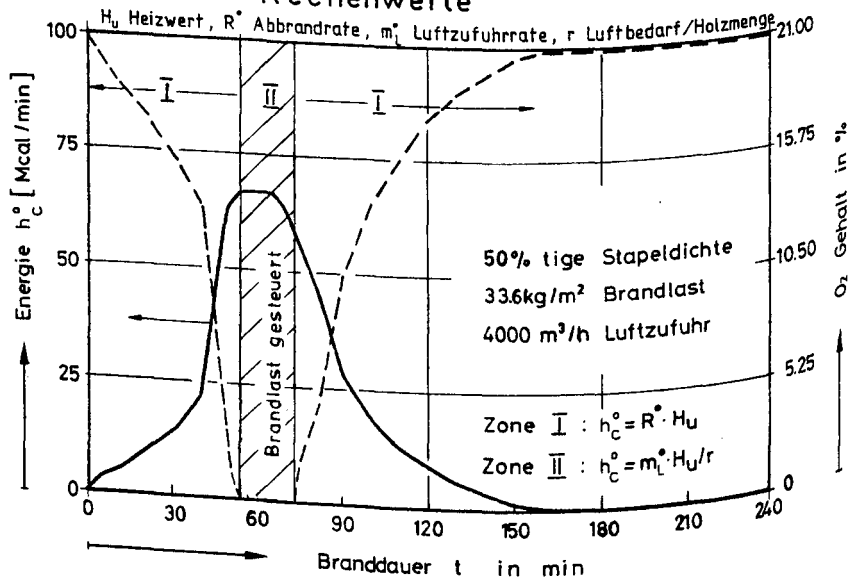


Bild 4.8: zeitlicher Verlauf der Energiefreisetzung im Zusammenhang mit dem Sauerstoffangebot im Brandraum

Aus den Bildern 4.3 bis 4.8 wird deutlich, daß die Temperaturentwicklung, Abbrandrate, Φ -Werte und die Energiefreisetzung einen affinen Verlauf zueinander über der Branddauer besitzen. Diese Affinität in diesem Beispiel ist dadurch zustande gekommen, da sich das Feuer fast über die ganze Branddauer hin weg brandlastgesteuert entwickelt hat. Bei ventilationsgesteuerten Bränden, können bei der Φ -Wertentwicklung und der Energiefreisetzung qualitativ unterschiedliche Verläufe gegeneinander auftreten /4/.

4.2 Großversuch LO 82-2

4.2.1 Allgemeines

Zur Durchführung des Großversuchs LO 82-2 wurde die gleiche Versuchseinrichtung des SFB 148 benutzt. Dabei bestanden die Brandlasten aus gleichmäßig über den Boden verteilten Holzkrippen. Sie betrugen 35 kg/m^2 , die Gesamtbrandlastmenge kann somit mit 1025 kg Holz angegeben werden. Zur Simulation der Ventilationsbedingungen wurde auch bei diesem Versuch mit Querbelüftung im Brandraum gearbeitet. Die zugeführte Luftmenge betrug dabei das Gleiche wie im Versuch LO 82-1 als $4000 \text{ m}^3/\text{h}$. Eine besondere Eigenschaft der Brandlasten war die Wahl der Stapeldichte der Holzkrippen. Die Stapeldichte betrug in Versuch 25 Prozent, d.h. die Holzkrippen wurden mit doppeltem Abstand in den Lagen angeordnet, als er in der DIN 18 230 angegeben wird. Dabei wurde die Querschnittsgröße der Holzkrippen mit $40 \times 40 \text{ mm}^2$ beibehalten.

Mit dieser Anordnung der Brandlasten wurde die Möglichkeit geschaffen, daß die zugeführte Luft die Holzkrippen besser durchströmen könnte. In den folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der rechnerischen Analyse des Versuchs LO 82-2 in den Grundzügen diskutiert.

BRANDVERSUCH MIT HOLZKRIPPEN LO 82-2 GERECHNETE UND GEMESSENE TEMPERATUREN

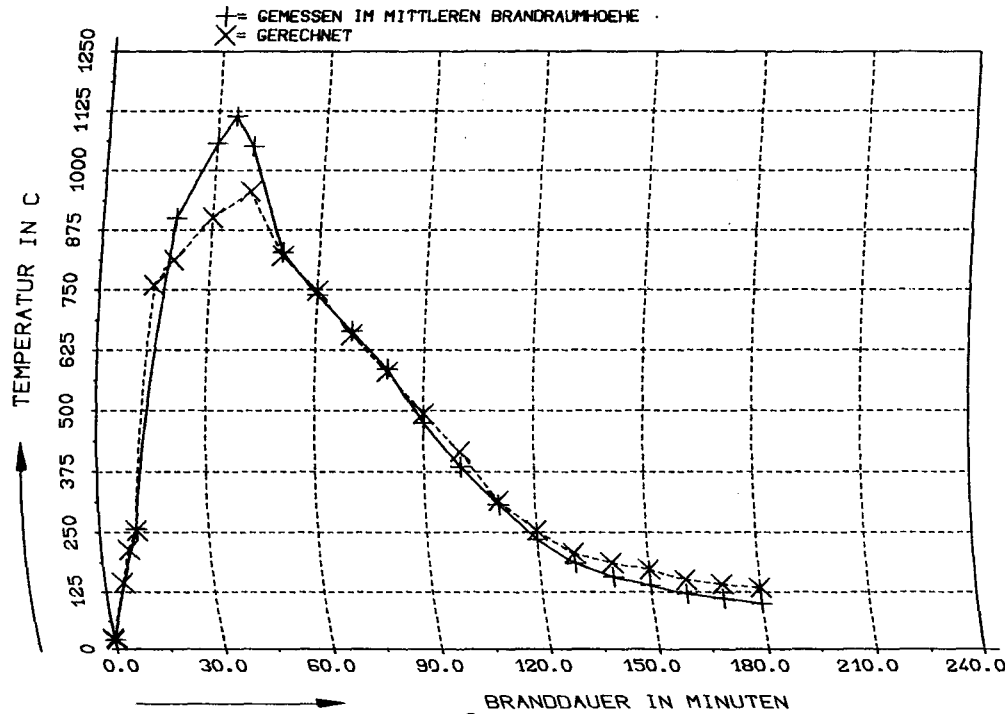


Bild 4.9: gemessene und gerechnete Heißgastemperaturen
 des Versuchs LO 82-2

4.2.2 Bestimmung der Abbrandraten

Bild 4.9 zeigt die im Versuch gemessenen Heißgastemperaturen in der mittleren Brandraumhöhe über der Branddauer und die mit Iteration an diese angenäherten Rechenwerte. Iterationen wurden wieder in der Art durchgeführt, daß die Abweichungen zwischen den gemessenen und gerechneten Temperaturen durch Bestimmung der Abbrandraten nahezu ausgeschaltet werden konnten.

Gewisse Abweichungen sind zwischen der Berechnung und der Messung bei der vollentwickelten Brandphase entstanden. Offensichtlich reichte hier die zugeführte Luftmenge nicht aus, um rechnerisch den vollentwickelten Brandbereich nachzuvollziehen. Die Berechnungen wurden deshalb für die höheren Querbelüftungen wiederholt, um eine bessere Übereinstimmung erzielen zu können. Es zeigte sich, daß zwischen der 20. und 45. Minute eine Luftmengenrate von 4500-4800 m³/h notwendig war, um die gemessenen Temperaturen rechnerisch wiedergeben zu können. Diese Differenz könnte beispielsweise durch sekundäre Ventilationseffekte im Bereich der Beobachtungsfenster usw. des Brandraums zustande gekommen sein.

Das Bild 4.10 zeigt nun die rechnerisch ermittelten Abbrandraten über der Branddauer. Auf dem Bild sind gleichzeitig auch die aktuellen Restbrandlasten in Prozenten eingetragen, die auf dem rechten Bild abgelesen werden können. Dem Bild kann entnommen werden, daß eine 50 prozentige Stapeldichte der Brandlasten den Anstieg der Abbrandraten erheblich beschleunigt. Es wird deutlich, daß die Preflashover-Phase des Brandes sehr kurz ist. Zwischen der 15. und 40. Minute der Branddauer entwickelt sich ein ventilationsgesteuertes Feuer im Raum. Entsprechend nimmt die Restbrandlastkurve rasch ab und nach einer Stunde Branddauer sind 3/4 der Brandlasten verbraucht. Die Reduzierung der Stapeldichte auf die Hälfte der in DIN 18 230 vorgeschriebenen Werte, bewirkt eine um etwa 50-60 Prozent erhöhte Abbrandgeschwindigkeit im Brandfall.

Brandversuch mit Holzkrippen, Versuch LO 82-2

Rechenwerte

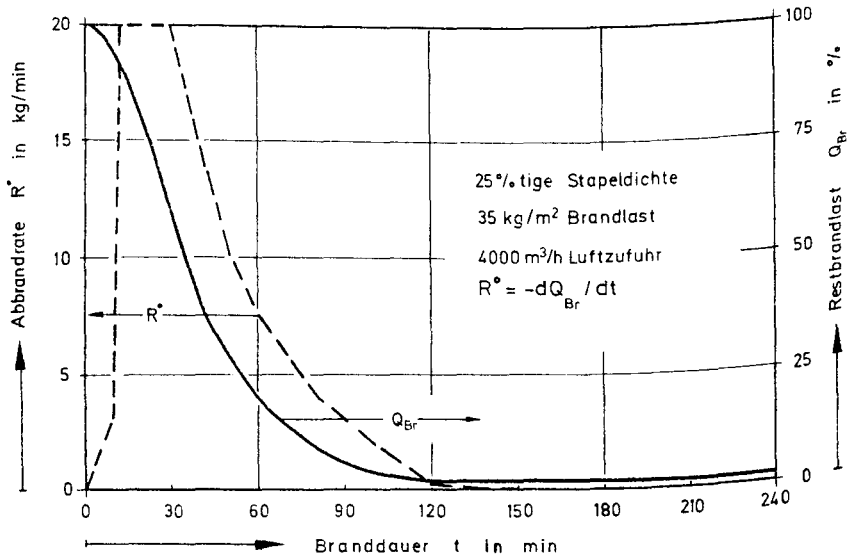


Bild 4.10: gerechnete Abbrandraten des Versuchs LO 82-2

4.2.3 Bestimmung des Ventilationsfaktors

Das Bild 4.11 zeigt die rechnerisch ermittelten Luftzufuhrmengen im Brandraum und stellt sie gegenüber dem im Versuch eingestellten Sollwert. Die gerechneten Werte zeigen eine gute Übereinstimmung mit der eingestellten Querverventilation.

Im Bild 4.11 ist außerdem der zeitliche Verlauf des Ventilationsfaktors eingetragen. Der Faktor nimmt erheblich schneller ab, als es bei Brandlasten mit 50 Prozent Stapeldichte der Fall ist (vgl. Bild 4.6 und 4.11). Interessant ist jedoch, daß der Ventilationsfaktor über eine längere Zeit, zwischen der 15. und 100. Minute der Branddauer, einen konstanten Minimalwert besitzt. Nach Böhm /11/ be-

Brandversuch mit Holzkrippen, Versuch LO 82-2

Rechenwerte

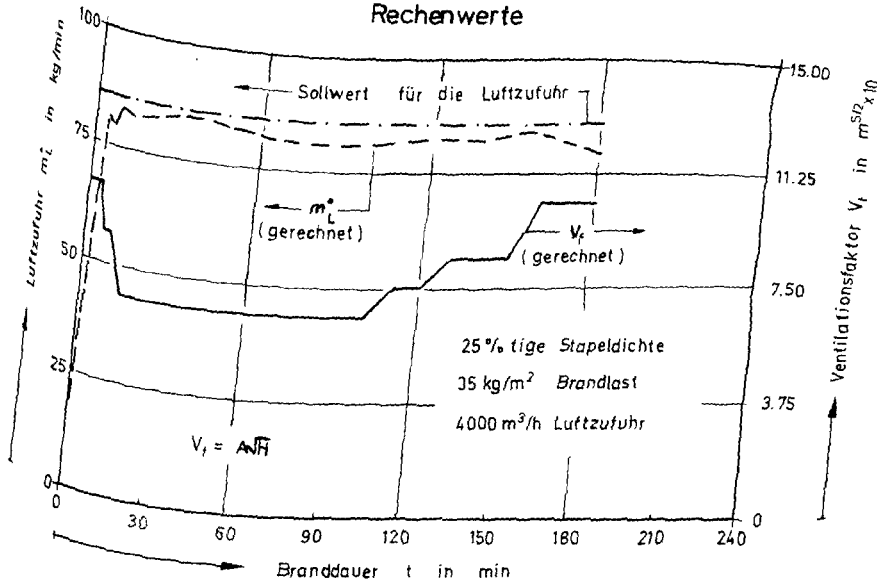


Bild 4.11: Verlauf des Ventilationsfaktors über der
Branddauer im Versuch LO 82-2

trägt der Ventilationsfaktor bei dieser eingestellten Luftzufuhr nach
Gleichung (4.10).

$$V_f = \frac{4000 \times 1.209}{3600 \times 0.49} = 2.75 \text{ m}^{5/2} \quad \text{Gl. (4.10)}$$

Dieser Ventilationswert macht ungefähr 40 Prozent des Betrages aus,
mit dem in der Berechnung als minimaler Ventilationsfaktor gerechnet
wird (s Bild 4.11). Eine Wärmebilanzrechnung für den Versuch mit den
oben angegebenen Wert von 2.75 m^{5/2} würde somit zu falschen Aussagen
führen.

4.3 Vergleich der Großversuche LO 82-1 und LO 82-2

4.3.1 Allgemeines

Die beiden Versuche unterscheiden sich hauptsächlich in der Stapeldichte der Brandlasten. Beim Versuch LO 82-1 wurden Normholzkrippen mit einer 50 prozentigen Stapeldichte verwendet. Der Versuch LO 82-2 wurde dagegen mit Holzkrippen in doppelt so großverlegten Abständen wie im Versuch LO 82-1 durchgeführt. Dadurch betrug die Stapeldichte der Brandlasten 25 Prozent. In den folgenden Abschnitten wird der Einfluß der Stapeldichte auf die Brandentwicklung diskutiert.

4.3.2 Vergleich der Abbrandraten

Das Bild 4.12 zeigt den zeitlichen Verlauf der gerechneten Abbrandraten im Versuch und stellt sie einander gegenüber. Man kann erkennen, daß die Stapeldichte auf den Anstieg der Abbrandraten einen erheblichen Einfluß hat. So erreichen die Abbrandraten beispielsweise bei einer 25 prozentigen Stapeldichte ihr Maximum doppelt so schnell wie es bei einer Stapeldichte von 50 Prozent der Fall ist. Auch der Zeitpunkt des Flashover erfolgt erheblich früher, wenn die Stapeldichte auf die Hälfte der vorgeschriebenen Norm reduziert wird. Es wurde beobachtet, daß bei einer Stapeldichte von 25 Prozent das Flashover dreimal so schnell erfolgt, wie bei einer Stapeldichte von 50 Prozent. Interessant ist jedoch, daß die Stapeldichte die Größe des Maximums der Abbrandraten kaum beeinflußt.

Nach den vorliegenden Ergebnissen können die folgenden Zusammenhänge für den Anstieg der Abbrandraten R_a , für den Zeitpunkt des Flashover t_f abhängig von der Stapeldichte d_s angegeben werden:

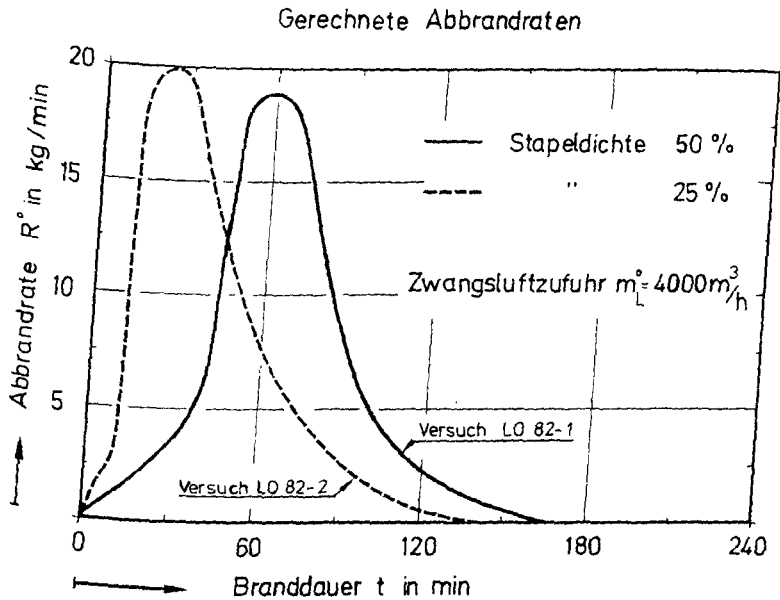


Bild 4.12: Vergleich der gerechneten Abbrandraten der
Versuche LO 82-1 und LO 82-2

$$\Omega = (d_s)_n / (d_s)_i \quad \text{Gl. (4.11)}$$

$$(R_a^\circ)_i = \Omega \cdot (R_a^\circ)_n \quad \text{Gl. (4.12)}$$

Gerechnete Φ - Werte

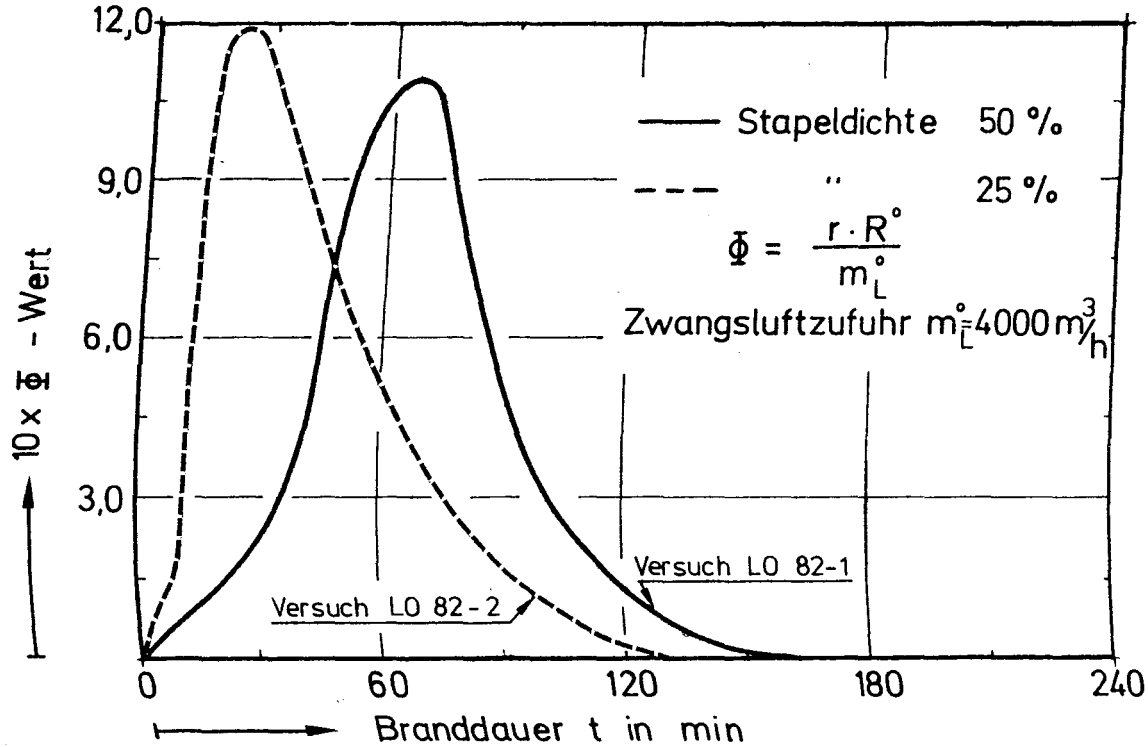


Bild 4.13: Vergleich der gerechneten Φ -Werte der Versuche
LO 82-1 und LO 82-2

Gl. (4.13)

$$\{t_F\}_i = \{t_F\}_n \cdot \Omega^{-2}$$

Der Index n wird hier für Normbrandlasten nach DIN 18 230 verwendet.

4.3.3 Vergleich der ϕ -Werte

Der zeitliche Verlauf der ϕ -Werte zeigt ähnliche Tendenzen wie die gerechneten Abbrandraten der hier diskutierten Großversuche. Während bei einer Stapeldichte von 50 Prozent die zugeführte Luftmenge fast für eine stöchiometrische Verbrennung bei dem vollentwickelten Brand ausreichen würde, scheint bei einer Stapeldichte von 25 Prozent für die gleiche Brandphase ungefähr 20 Prozent mehr Luft für einen stöchiometrischen Brand notwendig zu sein (s. Bild 4.13).

4.3.4 Vergleich der freigesetzten Energiemengen

Bild 4.14 stellt die rechnerisch ermittelten Energiemengen, die im Brandraum frei werden, über der Branddauer dar. Gleiche Tendenzen wie bei den Abbrandraten festgestellt wurden, sind qualitativ auch bei der Energiefreisetzung zu beobachten. Das Maximum der Energiefreisetzung wird in beiden Versuchen kaum durch die Veränderung der Stapeldichte beeinflusst.

Das Integral der beiden Kurven gibt naturgemäß die gesamte während der Branddauer freigesetzte Energie im Brandraum wieder. Eine Auswertung der beiden Integrale zeigt, daß bei einer Stapeldichte von 25 Prozent insgesamt etwa 10-15 Prozent weniger Energie freigesetzt wird gegenüber der 50 prozentigen Stapeldichte. Aus diesem Ergebnis ist zu schließen, daß ein Teil der brennbaren Verflüchtigungen, als unverbrannte Gase bedingt durch den Sauerstoffmangel im Brandraum aus diesem herausfließen. Diese Schlußfolgerung wird zusätzlich durch den zeitlichen Verlauf der ϕ -Werte der beiden Versuche bestätigt (vgl. Bild 4.14).

Freigesetzte Energiemengen im Brandraum

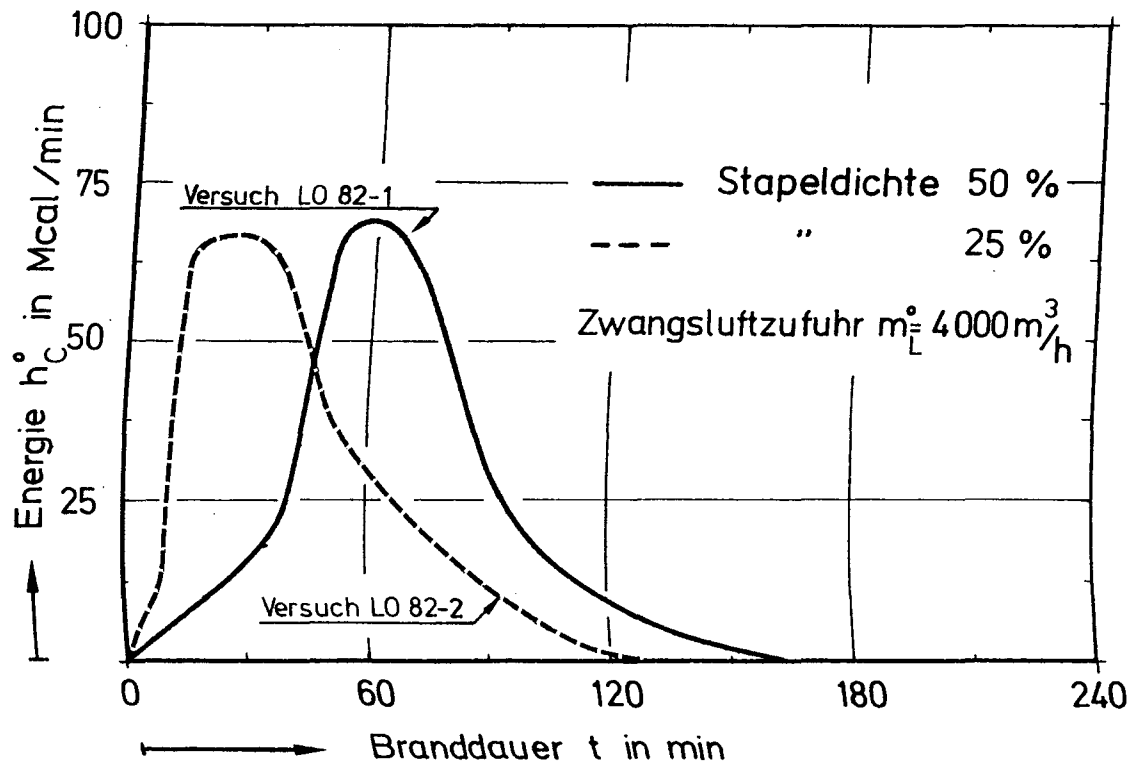


Bild 4.14: Vergleich der gerechneten Energiefreisetzung in den

4.4 Rechnerische Analyse des Großversuchs LO 83-2

4.4.1 Allgemeines

Für diesen Versuch wurde die gleiche Versuchseinrichtung benutzt wie sie im Bild 4.1 dargestellt und in Abschnitt 4.1 beschrieben ist. Eine besondere Eigenschaft des Versuchsaufbaus war es jedoch, daß der Versuchsraum durch eine in der Mitte gezogene Trennwand mit $d = 30$ aus Gasbetonsteinen in zwei Räume unterteilt war. Die beiden Räume waren durch eine 80×210 cm große Türöffnung in der Wand mit einander verbunden.

Die Brandlasten waren in beiden Räumen gleichmäßig verteilt und betrugen 29.5 kg/m^2 . Gezündet wurde im Eckbereich einer Brandraumkammer in der auch die Ventilationsbedingungen vorgesehen waren (vgl. Bild 4.15). Die zweite Nebenkammer war nur an das Abzugssystem angeschlossen.

Im Versuch wurde die Sauerstoffversorgung des Brandes mit $4000 \text{ m}^3/\text{h}$ Luftströmung gewährleistet. Erstmals wurde auch eine Abgasanalyse erstellt. Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der zugehörigen Wärmebilanzrechnung vorgestellt, die die durchgeführte Abgasanalyse als Eingangsgröße zur Bestimmung der Energiefreisetzung benutzt.

4.4.2 Ergebnisse der Abgasanalyse

Bild 4.15 zeigt den zeitlichen Verlauf der Sauerstoffmengen in den Abgasen zusammen mit den Abgasprodukten CO_2 und CO in Volumenprozent. Aus dem gemessenen Verlauf von O_2 wird deutlich, daß der Empfindlichkeit der Meßgeräte Grenzen gesetzt sind. So wird beispielsweise die Abnahme des Sauerstoffs erst nach 15 Minuten Branddauer vom Meßgerät registriert. Es ist zu vermuten, daß die im Versuch tatsächlich vorhandene Sauerstoffmengen etwas niedriger liegen dürften. Es ist jedoch interessant zu prüfen, welche Ergebnisse eine Wärmebilanzrechnung liefern könnte, wenn die gemessenen Sauerstoffmengen als Eingangsgröße in der Berechnung benutzt werden, obgleich sie wahrscheinlich mit gewissen Meßfehlern behaftet sind.

Das Bild 4.15 zeigt, daß beim vollentwickelten Brand zusätzlich die CO -Abgase auftreten, die ein Hinweis auf die nicht vollständige Verbrennung der Heißgase geben. Naturgemäß zeigt das CO_2 einen qualitativ reziproken Verlauf zu dem vorhandenen O_2 Gehalt in den Abgasen.

Das Prinzip des Sauerstoffverbrauchs kann wie in Gleichung (4.14) zur Bestimmung der Energiefreisetzung verwendet werden:

$$Q^* = \left[\frac{H_w}{r} \right]_{\text{O}_2} (\dot{m}_{\text{O}_2,21} - \dot{m}_{\text{O}_2,x}) \quad \text{Gl. (4.14)}$$

wobei $\dot{m}_{\text{O}_2,21}$ die Sauerstoffzufuhr im Brandraum, und $\dot{m}_{\text{O}_2,x}$ die Sauerstoffmenge in den Abgasen darstellt. Die Massenrate der Sauerstoffströmung ist nicht direkt meßbar, allerdings können die Sauerstoffmol - Prozente stetig gemessen werden. Nach Parker /23/ ergibt sich eine Energiefreisetzung wie in Gleichung (4.15):

Gasanalyse des Versuchs LO 83-2

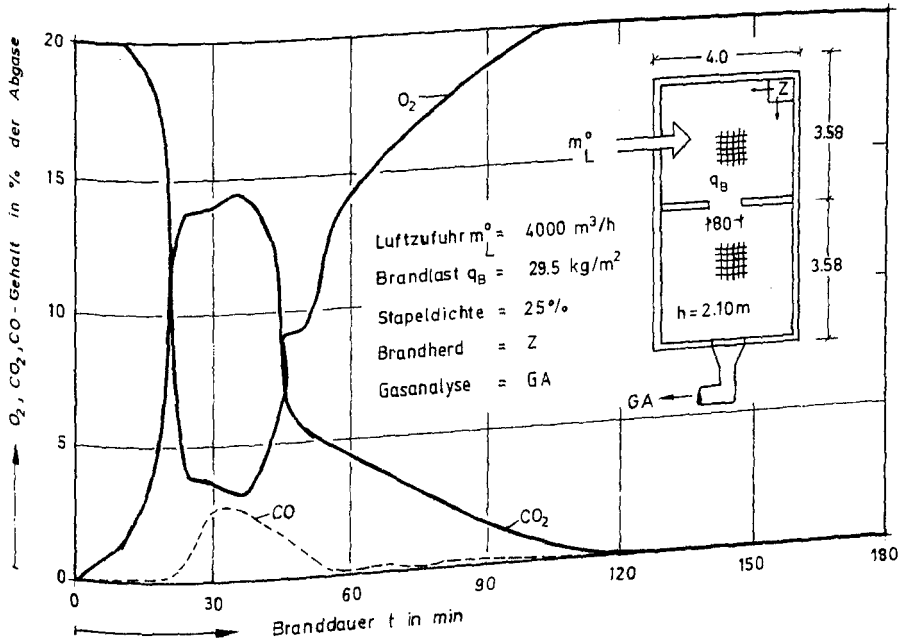


Bild 4.15: Abgaskomponenten des Versuchs LO 83-2

$$Q^o = \left[\frac{H_u}{r} \right]_{O_2} \cdot m_L^o \cdot \frac{32.00}{28.97} \cdot \frac{[\Delta O_2 \%]}{(100 - 21 + [O_2 \%])} \quad \text{Gl. (4.15)}$$

Die Gleichung (4.15) zeigt in $[\Delta O_2 \%]$ den Sauerstoffverbrauch im Raum, gegenüber seinem ursprünglichen Wert von 21 Prozent in der trockenen Luft, während $32.00/28.97$ das Molekularverhältnis des Sauerstoffes zur Luft wiedergibt. Außerdem muß der Wert $[H_u/r]_{O_2}$ in Bezug auf die Sauerstoffbasis ausgedrückt werden. Er errechnet sich für Holz aus

$$\left[\frac{H_u}{r} \right]_{O_2} = 4.76 \times 800 = 3809.5 \text{ kcal / kg} \cdot O_2 \quad \text{Gl. (4.16)}$$

Zur besseren Analyse des Versuchs wurde eine Wärmebilanzrechnung mit o.a. Grundlagen durchgeführt. In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse diskutiert.

4.5 Ergebnisse der Temperaturberechnungen

Im Bild 4.16 sind die gerechneten Temperaturen mit dem Streubereich der gemessenen Temperaturen dargestellt. Das Bild zeigt, daß bei der Zünd- und Entwicklungsphase des Brandes die gerechneten Temperaturen mit den in halber Brandraumhöhe gemessenen Temperaturen (Meßstellen 30-35) eine zufriedenstellende Übereinstimmung zeigen. Weniger gute Übereinstimmung wurde dagegen in der Abkühlphase des Brandes erzielt. Wie schon vorhin erwähnt wurde, ist zu vermuten, daß die gemessenen Werte des Sauerstoffverbrauchs während der Abkühlphase nicht wirklichkeitsnah sind, da die gerechneten Temperaturen um 200 bis 250 °C höher liegen als die Versuchswerte.

Es ist jedoch festzustellen, daß zwischen dem gemessenen Streubereich der Temperaturen und den Rechenwerten qualitativ eine gute Übereinstimmung existiert. Um die Wärmebilanzrechnungen, die auf der Basis einer Abgasanalyse durchgeführt werden, zu verbessern und zu verfeinern werden weitere systematische Versuche vom Teilprojekt C3 durchgeführt.

Der hier diskutierte Versuch stimmt in den Randbedingungen mit dem Versuch LO 82-1, wenn man von der im Versuch LO 83-3 vorgesehenen Trennwand in der Mitte absieht, überein. Durch den Einbau einer Trennwand mit einer Türöffnung wurden folgende Effekte im Brandgeschehen beobachtet:

BRANDVERSUCH MIT HOLZKRIPPEN L083-2
GERECHNETE UND GEMESSENENE TEMPERATUREN
MIT HILFE DER ABGASANALYSE

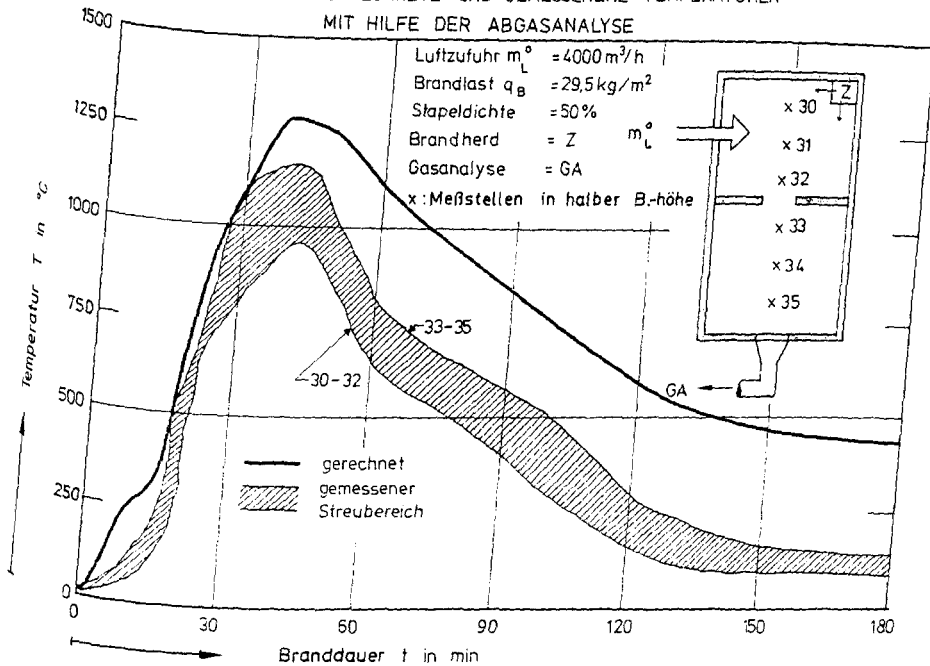


Bild 4.16: gemessener Streubereich der Temperaturen im Versuch L0 83-2 gegenüber den gerechneten Temperaturen mit Hilfe der Abgasanalyse

1. Die erreichten maximalen Temperaturen sind in beiden Versuchen L0 82-1 und L0 83-2 fast identisch,
2. Das Temperaturmaximum wird jedoch im Versuch L0 83-2 doppelt so schnell erreicht wie im Versuch L0 82-1,
3. Das Maximum der Abbrandraten bleibt in beiden Versuchen mit ziemlicher Wahrscheinlichkeit gleich (vgl. Abschnitt 4.3),

4. Beim Versuch L0 83-2 tritt eine höhere Ausbreitungsgeschwindigkeit des Feuers im Brandraum auf.

Schließlich kann gesagt werden, daß gleiche Ventilationsbedingungen in kleineren Brandräumen, bei sonst gleichen thermodynamischen Randbedingungen wie in größeren Brandräumen, die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Feuers, die Abbrandraten der Brandlasten und die Temperaturentwicklung im Brandraum gegenüber den größeren Brandräumen verhältnismäßig begünstigen. Die Geschwindigkeit des Brandes verhält sich etwa proportional zu den vergleichbaren Brandraumgrößen, in denen die Brände unter gleichen Ventilationsbedingungen stattfinden. Ausgedrückt wird mit G_B die Geschwindigkeit des Brandes, mit V die Größe des Brandraums, so daß die folgende Beziehung angegeben werden kann:

$$\frac{G_{B1}}{G_{B2}} = \frac{V_2}{V_1} \quad \text{Gl. (4.17)}$$

Die Gleichung (4.17) muß jedoch mit weiteren Versuchen verifiziert werden.

4.6 Gerechnete Abbrandraten

Die Abbrandraten der Brandlasten wurden nach Gleichung (4.18) ermittelt.

$$R^\circ = Q^\circ / H_u \quad \text{Gl. (4.18)}$$

Da im Versuch, laut Messungen während des gesamten Brandablaufs kein Sauerstoffmangel auftrat, stellen die gerechneten Abbrandraten auf dem Bild 4.17 die effektiven Abbrandraten der Brandlasten dar, d.h. daß aus dem Brandraum keine unverbrannten Gase nach außen gelangten.

Aus dem Bild 4.17 wird erkennbar, daß der Verlauf der Abbrandraten bei der Branddauer einen qualitativ reziproken Zusammenhang zu dem zeitlichen Sauerstoffverlauf im Brandfall besitzt. Es muß hier jedoch darauf hingewiesen werden, daß die berechneten Abbrandraten einen Mittelwert für die Gesamtbrandlasten bilden und nicht einzeln auf die beiden Räume des Versuchsstandes übertragbar sind.

4.7 Energiefreisetzung im Brandraum

Die Energiefreisetzung im Brandraum wurde nach Gleichung (4.15) berechnet. Das Bild 4.18 stellt den zeitlichen Verlauf der Energiefreisetzung zusammen mit der Sauerstoffmenge im Brandfall dar. Die Energiefreisetzung zeigt ein affines Bild zu dem Verlauf der Abbrandraten über der Branddauer, weil sämtliche Brandlasten abbrennen. Es existiert kein Sauerstoffmangel im Brandraum nach den durchgeführten Sauerstoffmessungen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurden die Rechenergebnisse einiger repräsentativer Großbrandversuche, die im Rahmen des Forschungsprogramms des Teilprojekts C3 des SFB 148 durchgeführt worden sind, diskutiert. Das Ziel der Großversuche war in erster Linie zu überprüfen, ob die Erkenntnisse, die aus den Kleinversuchen gewonnen wurden, auch auf die Großversuche übertragbar waren.

In diesem Zusammenhang wurden die hier vorgestellten Großversuche mit Wärmebilanzrechnungen analysiert. Die Abbrandraten der Brandlasten wurden iterativ so ermittelt, um eine rechnerisch optimale Annäherung an die gemessenen Temperaturen erzielen zu können. Da bei allen Versuchen mit Zwangsluftzufuhr gearbeitet wurde, ist in der Berechnung der zweite Iterationsschleife auf dem Ventilationsparameter durchgeführt.

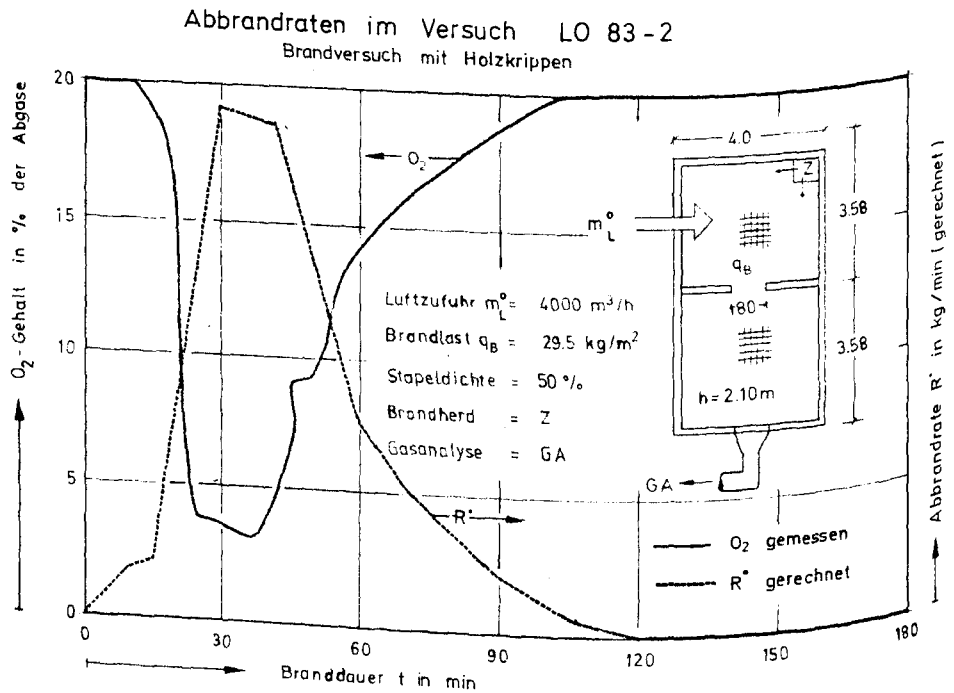


Bild 4.17: zeitlicher Verlauf der gerechneten Abbrandraten

Die Wärmebilanzrechnungen haben gezeigt, daß die aus den Kleinversuchen ermittelten Abbrandraten qualitativ in ihrer Form und quantitativ in ihren Maxima auf die Großversuche übertragbar sind. Vorausgesetzt, daß die Ventilationsbedingungen, Verteilung der Brandlasten und Beschaffenheit der umschließenden Wände gleich oder vergleichbar sind. Die Großversuche haben ergeben, daß die räumliche Größe des Brandbereichs und Stapeldichte der Brandlasten maßgeblich den Zeitpunkt des Auftretens eines Flashovers beeinflussen. Unter gleichen Ventilationsbedingungen und Brandlasten treten bei den Versuchen mit reduzierten Stapeldichten Flashovereffekte erheblich schneller als bei höheren Stapeldichten der Brandlasten auf.

Energiefreisetzung im Versuch LO 83-2

Brandversuch mit Holzkrippen

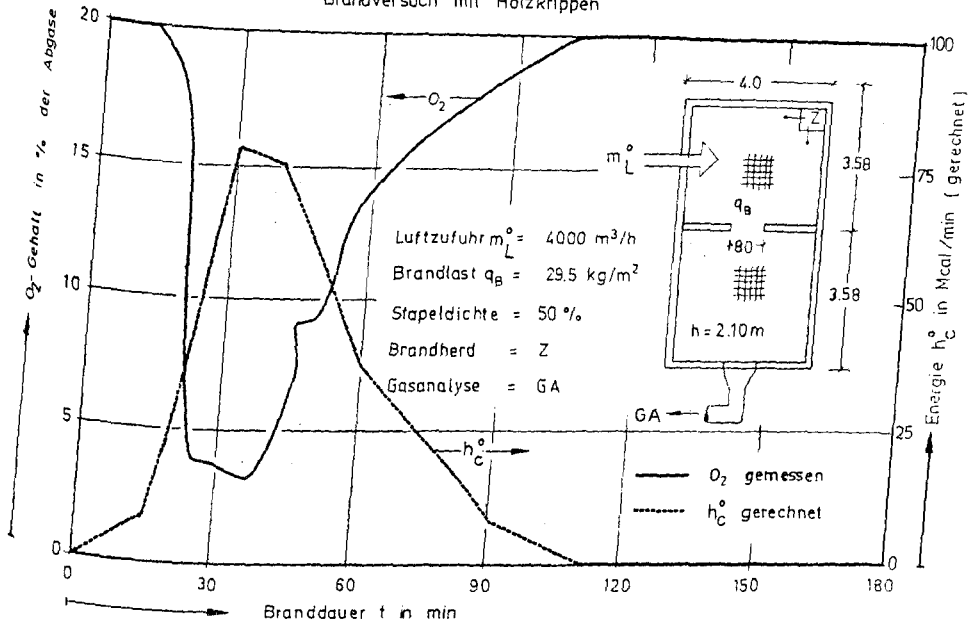


Bild 4.18: zeitlicher Verlauf der Energiefreisetzung im Brandraum

Die rechnerisch ermittelten spezifischen Abbrandraten für Großversuche haben ergeben, daß diese nicht über die ganze Branddauer konstant bleiben wie in der Literatur angenommen wird. Die gerechneten spezifischen Abbrandraten sind in der Preflashover-Phase des Brandes etwa um viermal höher, als die Werte in der Postflashover-Phase. Eine rechnerische Untersuchung des Brandgeschehens auf der Basis einer Gasanalyse verspricht fundierte Erkenntnisse aus dem Versuch zu gewinnen. So können beispielsweise die mittleren Abbrandraten und die Energiefreisetzung im Brandraum für verschiedene Randbedingungen mit einer weniger aufwendig durchgeführten Gasanalyse bestimmt werden. Eine zusätzliche Überprüfung der ermittelten Abbrandraten über die Abgasanalyse, durch die Meßwerte einer im Brandraum installierten Wiegebühne soll allerdings durchgeführt werden. Diesbezüglich sind weitere Versuche vom Teilprojekt C3 des SFB 148 geplant.

C3 - 4

Stahlbetonstützen in natürlichen Brandfällen

- Versuch und Theoriebildung -

von

Dr.-Ing. A. Haksever

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung.....	2
2 Versuchsaufbau.....	3
3 Versuch SN-82/1.....	5
3.1 Durchführung einer Wärmebilanzrechnung für den Versuch SN-82/1.....	5
3.2 Berechnung der Bauteilverformungen der Stütze SN-82/1.....	7
3.3 Gerechnete Abbrandraten des Versuchs SN-82/1.....	10
4 Versuch SN-82/2.....	15
4.1 Abbrandraten des Versuchs SN-82/2.....	15
4.2 Ergebnisse der Verformungsrechnung.....	17
5 Zusammenfassung und Ausblick.....	18

1 Einleitung

Das Teilprojekt C3 des SFB 148 steht in einem engen Kontakt mit dem Teilprojekt A, vor allem dadurch, daß im Forschungsvorhaben gewonnene Erkenntnisse über die natürlichen Brände, bei den Bauteiluntersuchungen des Teilprojekts A umgesetzt werden können. So sollen die thermischen Randbedingungen eines natürlichen Brandes bei der Versuchssimulation wirklichkeitsnah gewählt werden.

In diesem Beitrag wird über die Ergebnisse der ersten Versuche an Stahlbetonstützen im natürlichen Brandfall, die im Rahmen der Aktivitäten des Teilprojekts C3 des SFB 148 durchgeführt worden sind, berichtet. Die besondere Eigenschaft der Versuchsanordnung war es, daß Holzkrippen als Brandlast verwendet wurden. Für die rechnerische Untersuchung des Tragverhaltens der Stützen wurde deshalb vorweg eine Wärmebilanzrechnung durchgeführt.

Bezeichnung	b/d [cm]	l_K [cm]	e_0 [cm]	$F_e = F_e'$	β_w N/mm ²	Feuerwiderstandsdauer n.		
						Versuch	Wärmebil.	Tem. Mess.
SN - 82/1	24 / 24	380	15	3 ϕ 14	34	87	47	83
SN - 82/2	24 / 24	380	1.5	3 ϕ 14	50	-	-	85

Tabelle 2.1 Zusammenstellung der Versuchsdaten

2 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden im Versuchsstand des Teilprojekts A1 des SFB 148 durchgeführt. Es wurden 2 Stahlbetonstützen im Eulerfall II geprüft. Die Abmessungen der Stahlbetonstützen waren einheitlich 24/24 cm² im Querschnitt und 380 cm in der Länge. Sie waren auf der Druck- und Zugseite je mit 3 ϕ 14 St III RK bewehrt. Zum Versuchszeitpunkt waren die Stützen 320 Tage alt. Weitere Angaben über die Versuchskörper enthält die Tabelle 2.1.

Die Grundfläche des Versuchsstandes betrug $3.60 \times 3.60 \text{ m}^2$ und die Höhe etwa 3.60 m wegen der Länge der Stahlbetonstützen. Der Brandraum hatte eine kubische Form und entsprach somit den Abmessungen des Versuchsstands des Teilprojekts C3 (s. Beitrag C3-2). Auch die Beschaffenheit der Umfassungswände sind in beiden Öfen gleich, wodurch die Ergebnisse aus den C3-Öfen auf den Stützenversuchsstand übertragen werden können.

Für den Brandverlauf wurden die Randbedingungen des Versuchs G 82-2 aus dem Untersuchungsprogramm des Teilprojekts C3 gewählt (s. Beitrag C3-2). Die Holzkrippen nach DIN 18 230 wurden gleichmäßig auf dem Boden verteilt, dabei betrug die Stapeldichte 50 Prozent und das Gewicht der Brandlasten 30 kg/m^2 . Die Gesamtbrandlasten betrugen somit 390 kg Holz .

Es wurde eine künstliche Luftzufuhr in vertikaler Richtung als Ventilationsbedingung vorgesehen. Im Beitrag C3-2 wurde gezeigt, daß die für den Versuch G 82-2 vorgesehene Luftzufuhr von $800 \text{ m}^3/\text{h}$ nicht realistisch war, um die im Versuch gemessenen Heißgastemperaturen mit den gleichen gemessenen Abbrandraten zu erzeugen (vgl. Beitrag C3-2). Rechnerisch wurde nachgewiesen, daß für den Versuch G 82-2, mindestens die doppelte Luftmenge in der Stunde nötig gewesen wäre, um zwischen der Messung und der Rechnung eine gute Übereinstimmung bei den Heißgastemperaturen zu erreichen. Im Versuch wurde deshalb eine Luftzufuhr von 1600 m^3 in der Stunde eingestellt. Die Zündung der Holzkrippen erfolgte an den diagonal gegenüberliegenden Eckbereichen des Ofengrundrisses.

3 Versuch SN-82/1

3.1 Durchführung einer Wärmebilanzrechnung für den Versuch SN-82/1

Die notwendige Wärmebilanzrechnung wurde in der Art durchgeführt, daß der im Versuch G 82-2 gemessene zeitliche Verlauf der Restbrandlasten zur Bestimmung der Abbrandraten im Versuchsofen des Teilprojekts A1 zugrunde gelegt wurde. Die Abbrandraten ergeben sich nach folgender Gleichung (3.1):

$$\dot{R} = - (\Delta Q_{BR} / \Delta t) \cdot B_G \quad \text{Gl. (3.1)}$$

Die Restbrandlastkurve und dessen Ableitung nach der Zeit als Abbrandrate ist im Bild 3.1 eingetragen. Mit den somit ermittelten Abbrandraten wurde eine Wärmebilanzrechnung unter Berücksichtigung der Ofengeometrie und Größe der Abzugsöffnung durchgeführt. Zusätzlich wurde in der Berechnung der Ventilationsfaktor entsprechend der zugeführten Luftmenge iterativ ermittelt. Dabei ergab sich der mittlere Ventilationsfaktor als $V_f = 1.23 \text{ m}^5/2$. Die Ergebnisse der Wärmebilanzrechnung sind im Bild 3.2 dargestellt. Das Bild zeigt die gerechneten Heißgastemperaturen zusammen mit dem Streubereich der gemessenen Temperaturen über der Branddauer. Es wird deutlich, daß obwohl die Versuchsrandbedingungen in beiden Versuchen verhältnismäßig gleich waren, in diesem Versuch ein anderer Temperatur-Zeit-Verlauf beobachtet wurde, als bei dem Vergleichsversuch G 82-2. Zu diesem unterschiedlichen Temperaturverlauf können die Verteilung der Brandlasten, der Ort der Dachentlüftung (sie war nicht in der Raummitte, sondern seitlich angebracht) und die Art der Zündung beigetragen haben. Wahrscheinlich hat auch die zugeführte Luftmenge nicht ausgereicht, um eine vollständige Verbrennung zu gewährleisten. Dieser Vorgang wird in der 20. Minute der Branddauer sehr deutlich, da die gemessenen Temperaturen wegen Sauerstoffmangel nicht mehr ansteigen

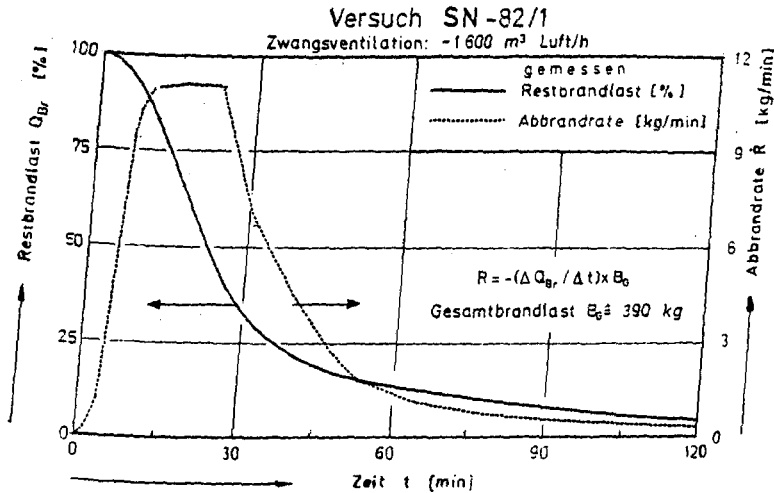


Bild 3.1: zeitlicher Verlauf der Abbrandraten für die
Wärmebilanzrechnung

und sogar etwas zurück gehen. Während dieses Vorgangs beim Brandgeschehen müssen also die effektiven Abbrandraten - die zur Energiefreisetzung effektiv beitragen - deutlich abgenommen haben. Nach den Beobachtungen im Versuch wurde dieser Vorgang z.T. auch durch Umkippen der Brandlasten eingeleitet, wodurch die Luftströmung in den Holzkrippen behindert wurde. Erst nach dem Abbrennen bestimmter Brandlastmengen reichte das Sauerstoffangebot im Brandraum aus, um eine weitere Entwicklung des Brandes herbei zu führen. Die maximal erreichten Temperaturen zeigen jedoch gute Übereinstimmungen zwischen der Messung und der Rechnung. Die äquivalente Branddauer wurde rechnerisch und mit Hilfe des im Beitrag C3-1 beschriebenen Indikatorbauteils als 31 Minuten ermittelt.

3.2 Berechnung der Bauteilverformungen der Stütze SN-82/1

Mit den zunächst im voraus gerechneten Brandraumtemperaturen wurde eine Traglastberechnung für die zu untersuchende Stahlbetonstütze durchgeführt. Die thermischen Randbedingungen der Berechnungen sind in der oberen Hälfte und die mechanischen Randbedingungen in der unteren Hälfte des Bildes 3.3 dargestellt. Die Würfelfestigkeit der Probekörper betrug zum Versuchszeitpunkt $\beta_w = 34 \text{ N/mm}^2$. Danach wurde die Gebrauchslast der Stützen unter Berücksichtigung der im Bild 3.3 angegebenen Daten nach DIN 1045 bestimmt. Zur Bestimmung der Temperaturverteilung im Bauteil wurden die Wärmeübergangsbedingungen nach /18/ zugrunde gelegt. Dadurch ist die Emissionszahl nach

$$\varepsilon = 0.6 \quad \text{Gl. (3.2)}$$

und der konvektive Wärmeübergang nach

$$\alpha_K = (7.38 + 0.00224 \cdot (T_g - 273)) \cdot u^{0.5} \text{ Kcal/m}^2\text{hK} \quad \text{Gl. (3.3)}$$

berücksichtigt und die instationären Temperaturfelder im Betonquerschnitt mit dem hierfür entwickelten Rechenverfahren berechnet /23/. Bei der Bestimmung der Bauteiltemperaturen wurde ein Temperaturgradient nur über den Stützenquerschnitt beachtet. Die Veränderung dieses Gradienten über die Stützenhöhe wurde dagegen in der Berechnung vernachlässigt. Das Bild 3.3 zeigt in der unteren Hälfte die gemessene und gerechnete Querverformung der Stütze. Eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung, ist bis zur 40. Minute der Branddauer zu beobachten. Danach weichen die gerechneten Verformungen von den Meßwerten erheblich ab, so daß rechnerisch eine Feuerwiderstandsdauer von 47 Minuten ermittelt wurde. Im Versuch wurde dagegen eine Feuerwiderstandsdauer von 87 Minuten beobachtet. Wie schon vorhin erwähnt, wurden die in der Traglastberechnung zunächst nicht gemessenen, sondern die vorweg gerechneten Temperaturen zugrunde gelegt.

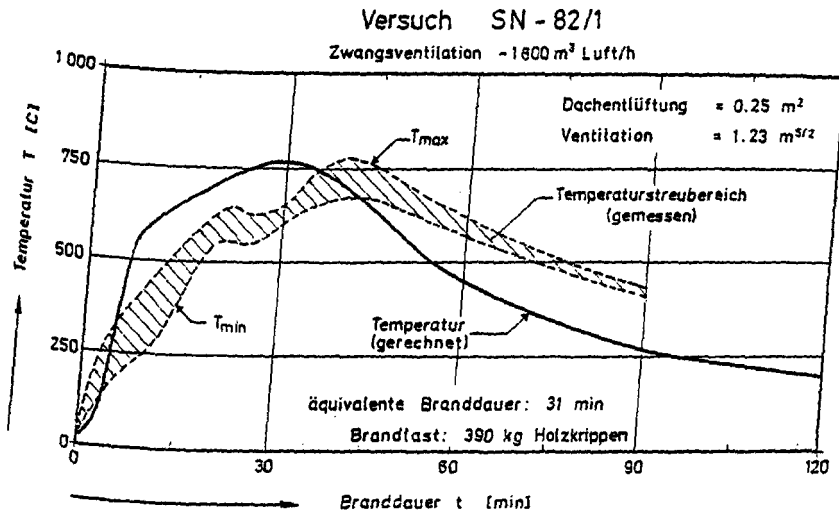


Bild 3.2: gerechnete und gemessene Heißgastemperaturen mit Streubereich

Das Versagen der Stütze erfolgte durch einen Stabilitätsbruch. Interessant ist es auch, daß der Bruchzustand im Versuch während der Abkühlphase des Brandes entstanden ist. Außerdem zeigen die äquivalente Branddauer des natürlichen Brandes und die Klassifizierung der Stütze krasse Unterschiede. Obwohl die Stahlbetonstütze mindestens nach F 60 dimensioniert ist, hat sie einem natürlichen Brand mit einer äquivalenten Branddauer von 31 Minuten nicht standhalten können. Dieser Vorgang weist auf die Lücken in der Definition der äquivalenten Branddauer nach dem Temperaturkriterium deutlich hin.

Für den erheblichen Unterschied zwischen der Rechnung und der Messung in der Feuerwiderstandsdauer ist insbesondere die thermische Beanspruchung der Stütze im Versuch verantwortlich. Die Berechnung zeigt deutlich, daß insbesondere die wirklichkeitsnahe Erfassung der Heißgastemperaturen in der Entwicklungsphase des Brandes, für die Traglastanalyse der Stb.Stütze im Brandfall von besonderer Bedeutung ist.

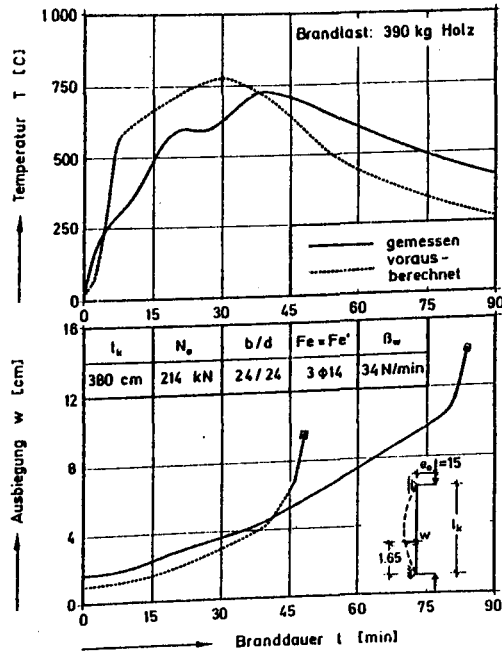


Bild 3.3: gemessene und gerechnete Querverformungen der Stütze SN-82/1

Deshalb wurde die thermische Randbedingung der Stütze im Versuch näher untersucht. Zunächst wurde eine Wärmebilanzrechnung durchgeführt, um die Abbrandraten der Brandlasten zu ermitteln.

3.3 Gerechnete Abbrandraten des Versuchs SN-82/1

Die Abbrandraten des Versuchs wurden über die gemessenen Temperaturen im Brandraum ermittelt. Dabei wurden die oberen und unteren Grenzen der Heißgastemperaturen zugrunde gelegt. Das Bild 3.4 zeigt den zeitlichen Verlauf der mittleren Brandraumtemperaturen mit dem gemessenen Streubereich. Die Wärmebilanzrechnung wurde so durchgeführt, daß die Abbrandraten variiert wurden, um die gemessenen Temperaturen mit der vorgegebenen Zwangsluftzufuhr optimal wiedergeben zu können (vgl. Beitrag C3-3). Das Bild 3.5 zeigt den gerechneten zeitlichen Verlauf der Restbrandlasten für die gemessenen maximalen und minimalen Temperturgrenzen im Brandraum. Aus dem Bild wird deutlich, daß der Verbrauch der Brandlasten im Vergleich zu dem Versuch G 82-2 (s. Bild 3.1) erheblich langsamer erfolgt. Nach 120 Minuten Branddauer bleiben rechnerisch aufgrund der extrem ungünstigen Abbrandverhältnisse noch etwa 20 Prozent der Brandlasten übrig. Am Ende des Versuchs wurde dagegen eine Restbrandmenge von 7 bis 10 Prozent der Gesamtbrandlast als verkohlte Holzmenge registriert. Daraus ist zu schließen, daß etwa 10 Prozent der Brandlasten als unverbrannte Abgase durch den Abzug ins Freie gelangt sind. Das Bild 3.5 zeigt außerdem die effektiven Abbrandraten der Brandlasten über der Branddauer. Die gerechneten Abbrandraten stellen somit diejenigen Mengen dar, die zur Energiefreisetzung beigetragen haben. Der schraffierte Bereich der Abbrandraten zeigt dagegen den infolge des Sauerstoffmangels im Brandraum nicht verbrannten Anteil der Brandlasten. Aus dem Verlauf der Abbrandraten ist zu erkennen, daß der Haltepunkt sich bei der Entwicklung der Heißgastemperaturen zwischen 20 bis 30 Minuten des Brandgeschehens auf den Verlauf der effektiven Abbrandraten (vgl. Bild 3.4) deutlich niederschlägt. Die Abbrandraten vermindern sich nach dem Flashover des Brandes um fast 20 Prozent, ein Effekt, der den Sauerstoffmangel für die Brandlasten besonders verdeutlicht. Die Abbrandraten nehmen nach der 30. Minute der Branddauer wieder zu, nachdem ein Teil der Brandlasten als unverbrannte Gase durch den Abzug entwichen ist und sich dadurch das Luftangebot im Brandraum stabilisiert hat.

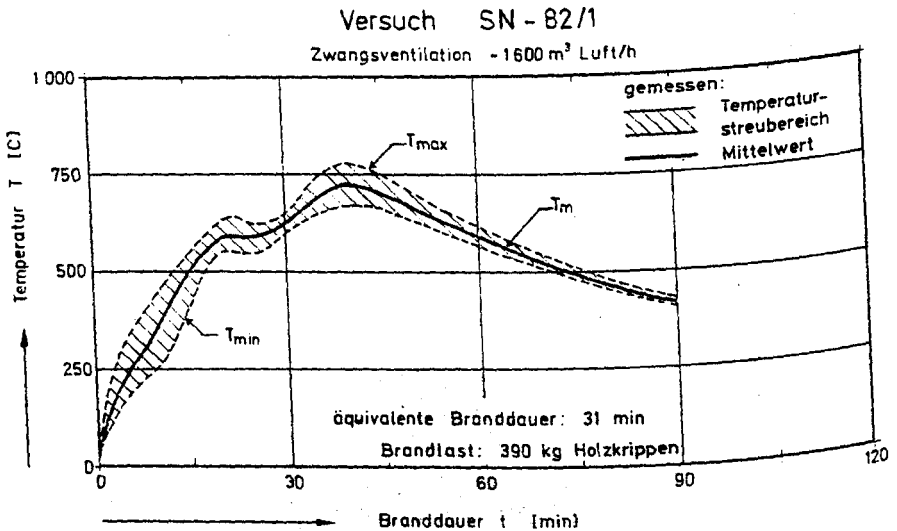


Bild 3.4 : mittlere Brandraumtemperaturen mit dem gemessenen Streubereich

In der Literatur wird die maximale Abbrandgeschwindigkeit mit folgenden Ansätzen erfaßt und nach Gleichung (3.4) ausgedrückt /8/:

$$\dot{R}_{\max} = 6 \cdot A_w \sqrt{H} \quad \text{kg/min} \quad \text{Gl. (3.4)}$$

Für den Versuch wurde ein Ventilationsfaktor von $V_f = 1.23 \text{ m}^5/2$ errechnet. Daraus resultiert die maximale Abbrandgeschwindigkeit

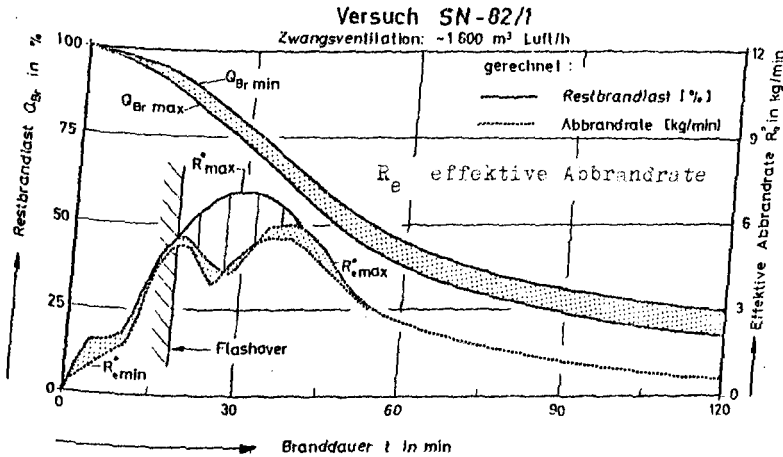


Bild 3.5: gerechnete Abbrandgeschwindigkeiten und Restbrandlasten
im Versuch SN-82/1

$$\dot{R}_{\max} = 6 \cdot 1.23 = 7.40 \text{ kg/min} \quad \text{Gl. (3.5)}$$

Dieser Wert stimmt immerhin mit der Abbrandgeschwindigkeit bei 30 Minuten der Branddauer überein. Es muß jedoch hier vermerkt werden, daß es sich bei diesem maximalen Wert nicht um die effektive Abbrandrate handelt (s. Bild 3.5) die in Wärmeenergie im Brandraum umgesetzt wird, sondern er zeigt die obere Grenze der Abbrandgeschwindigkeit bei ausreichendem Luftangebot am Brandort. Der nach Gleichung (3.4) angegebene Ansatz gilt deshalb für die brandlastgesteuerten Brandfälle.

Eine Traglastberechnung für die Stb.Stütze wurde erneut nach den gemessenen mittleren Brandraumtemperaturen durchgeführt. Das Bild 3.6 zeigt in der oberen Hälfte, die gemessenen mittleren Heißgastemperaturen, mit der in der Berechnung simulierten funktionalen Approximation. Als Wärmeübergangsbedingungen wurden wiederum die im Abschnitt 3.2 angegebenen Emissions- und Wärmedurchgangskoeffizienten benutzt, um die Bauteiltemperaturen ermitteln zu können. Die untere Hälfte des Bildes 3.6 stellt die gerechneten Ausbiegungen der Stütze gegenüber den Meßwerten dar. Es ist zu erkennen, daß die Feuerwiderstandsdauer der Stütze in diesem Fall zutreffend berechnet worden ist. Weniger gute Übereinstimmungen sind jedoch bei den gemessenen und gerechneten Verformungen der Stütze festzustellen. Die Gründe für diese Abweichungen können wie folgt erläutert werden:

Im Versuch wurde die Stütze z.T. über den Querschnittsumfang nicht symmetrisch beflammt. So überlagerte sich die thermische Krümmung insbesondere in der Entwicklungsphase des Brandes mit der Lastkrümmung, da die Stütze im Versuch auf der Zugseite mehr erwärmt wurde als auf der Druckseite (der Vorgang wurde im Versuch beobachtet).

Dadurch wurden günstige Bedingungen für eine schnelle Entwicklung der Querverformungen der Stütze geschaffen. Dieser Effekt wird auch bei den gemessenen Ausbiegungen der Stütze deutlich. Obwohl sich in der Abkühlphase des Brandes die gerechneten Verformungen verlangsamen, wurde dieser Vorgang im Versuch infolge der asymmetrischen Temperaturbeanspruchung des Bauteils nicht beobachtet. Dies ist ein besonders schwieriger Fall für die wirklichkeitsnahe Verformungsrechnung an Bauteilen in natürlichem Brandfall.

Die Schwierigkeit bei der Erfassung der thermischen Randbedingungen für die Verformungsrechnungen in natürlichen Brandfällen wird im nächsten Versuchsfall besonders deutlich.

Versuch SN - 82/1

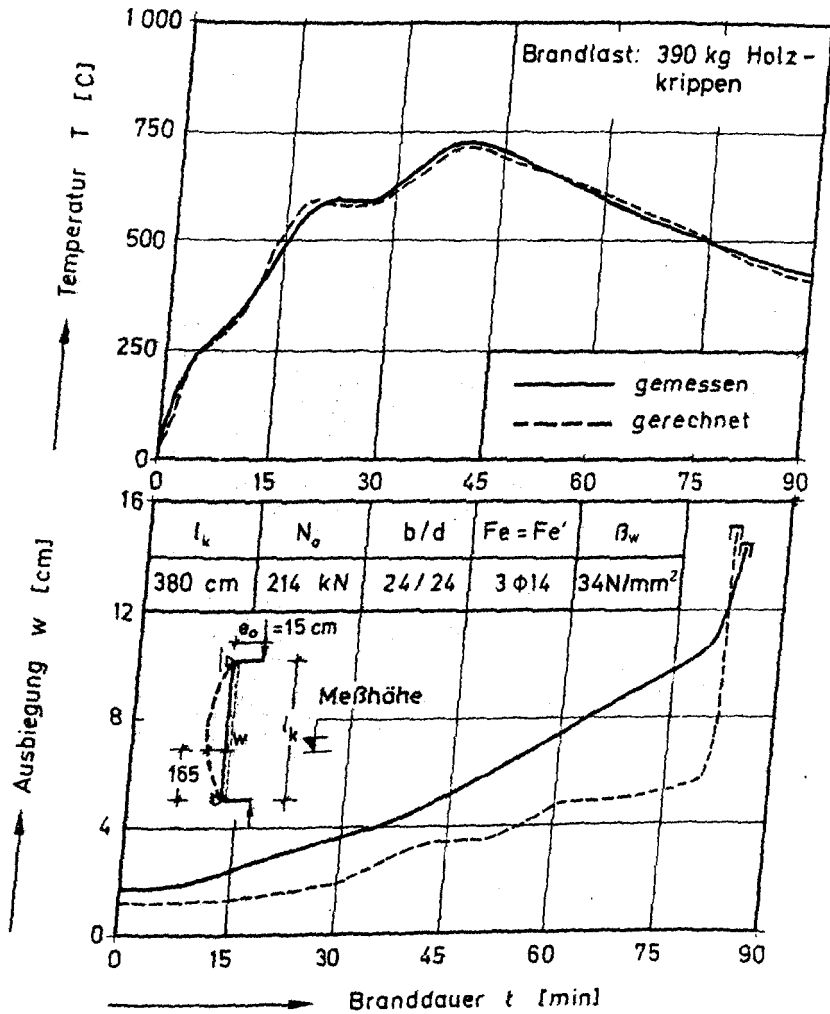


Bild 3.6: gerechnete und gemessene Verformungen der Stütze
SN-82-1

4 Versuch SN-82/2

4.1 Abbrandraten des Versuchs SN-82/2

In diesem Versuch wurden die gleichen thermodynamischen Randbedingungen wie im Versuch SN-82/1 simuliert. In Bild 4.1 sind die gemessenen Heißgastemperaturen über der Branddauer dargestellt. Die Werte können auf dem linken Bildrand entnommen werden. Der Versuch zeigte ein Flashover nach 25 Minuten Branddauer. Heißgastemperaturen entwickelten sich mit stetigem Anstieg bis zur 40. Minute nach der Zündung. In der 60. Minute wurde die Abkühlphase des Brandes eingeleitet. Die Luftumwälzung der Holzkrippen hat im Versuch gut funktioniert, so daß in der Entwicklungsphase des Brandes kein Haltepunkt bei den Heißgastemperaturen, wie im Vorversuch, beobachtet wurde. Für diesen Versuch wurden Holzkrippen nicht gleichmäßig um die Stütze verteilt, wie es im Versuch SN-82/1 der Fall war, sondern sie wurden an der Druck- und Zugseite der Stütze gleichmäßig gestapelt. Die erreichten Maximaltemperaturen sind in beiden Versuchen fast identisch, ebenso zeigen die ermittelten äquivalenten Branddauern eine Übereinstimmung.

Das Bild 4.1 zeigt auch die Abbrandraten des Versuchs, die durch die Wärmebilanzrechnung über die Temperaturentwicklung ermittelt worden sind. Die Werte können dem rechten Bildrand entnommen werden. Der Verlauf der Abbrandgeschwindigkeiten zeigt in diesem Versuch einen deutlichen Unterschied zu dem Vorversuch. Da die Temperaturentwicklung im Brandraum die drei normalen Phasen eines natürlichen Brandes wie Zündphase, Entwicklungs- und Abkühlphase im Brandgeschehen mit verhältnismäßig stetigen Verlauf aufweist, ist der Verlauf der Abbrandraten von diesem Vorgang besonders deutlich geprägt. Der dreieckige zeitliche Verlauf der Abbrandgeschwindigkeiten ist, wie auch bei kleineren Versuchen für die gleichmäßig verteilten Brandlasten gemessen wurde, zu erkennen.

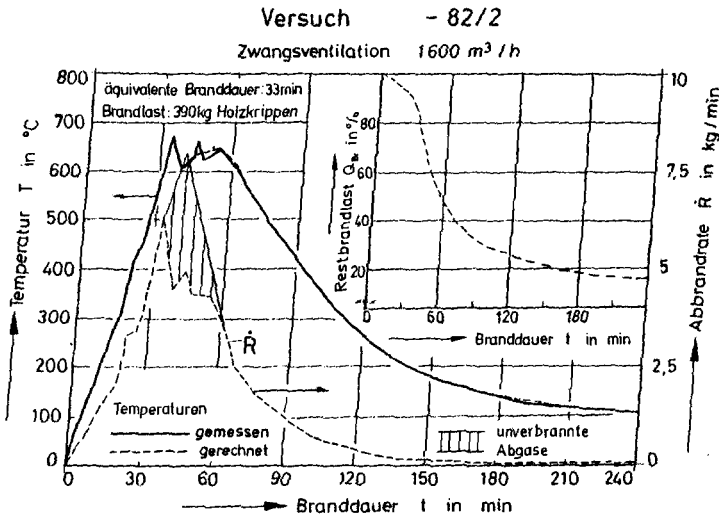


Bild 4.1: gerechnete Abbrandraten des Versuchs SN-82/2

Durch die Wärmebilanzrechnung wurden die effektiven Abbrandraten des Versuchs über die gemessene Heißgastemperaturen ermittelt. Das Integral dieser Kurve gibt naturgemäß die Gesamtbrandlastmenge im Versuch wieder, insbesondere wenn der Versuch brandlastgesteuert verläuft.

Auf dem Bild 4.1 ist an der oberen rechten Ecke auch der gerechnete zeitliche Verlauf der Restbrandraten prozentual eingetragen. Nach 240 Minuten Branddauer ist zu erkennen, daß etwa 15 Prozent der Brandlasten übrig bleiben, die zur Energiefreisetzung nicht beigetragen haben. Diese Menge entspricht etwa dem schraffierten Bereich auf der Kurve der Abbrandraten.

Versuch SN-82/2

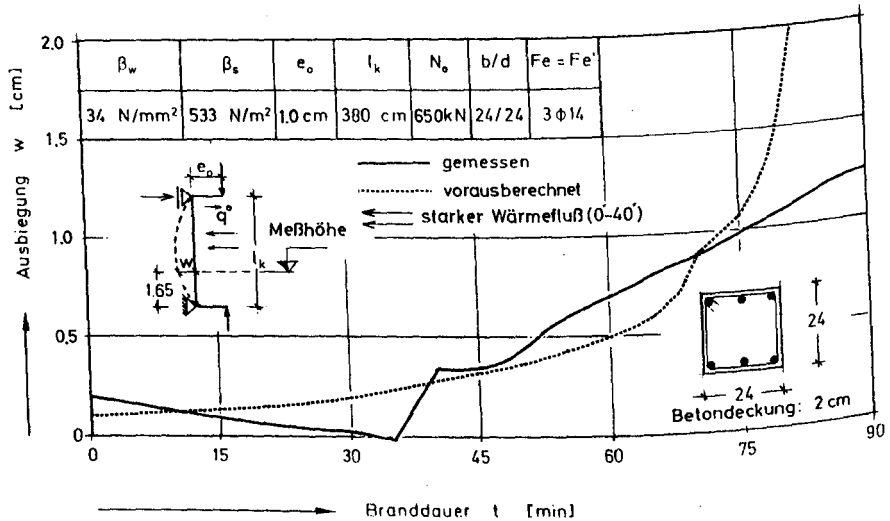


Bild 4.2: gemessene und gerechnete Verformungen der Stütze SN-82/2

4.2 Ergebnisse der Verformungsrechnung

Im Bild 4.2 sind die mechanischen Randbedingungen der Versuchsstütze SN-82/2 im oberen Bildrand dargestellt. Die Stütze wurde mit einer verhältnismäßig kleinen Ausmitte belastet ($e = d/24$). Diese Ausmitte wurde gewählt, um den Einfluß des unsymmetrischen Wärmestroms auf die Entwicklung der Querverformungen im Versuch studieren zu können.

Die Zündung der Holzkrippen erfolgte von der Druckseite der Stahlbetonstütze. Das Feuer bereitete sich aus und griff erst nach 30 Minuten Branddauer auf die an der Zugseite der Stahlbetonstütze liegenden Holzkrippen über. Der Einfluß dieses thermodynamischen Vorgangs auf die Ausbiegungen der Stützen wird auf dem Bild 4.2 besonders deutlich. Bis etwa zur 40. Minute der Branddauer überwiegt der Einfluß

der thermischen Krümmung deutlich gegenüber dem der Lastkrümmung, so daß die Verformungen zunächst zurückgehen, um etwa um die 40. Minute der Branddauer null zu werden. Nach dem Übergreifen des Feuers auf die Holzkrippen an der Zugseite der Stahlbetonstütze nehmen die Verformungen zunächst spontan, dann stetig zu, da sich diesmal Last- und thermische Krümmungen überlagern (vgl. Bild 4.2). Im Versuch wurde kein Versagen für die Stütze festgestellt, selbst nach 120 Minuten der Branddauer nicht. Nach diesem Zeitpunkt wurde die Stütze entlastet, da der Brand sich deutlich in der fortgeschrittenen Abkühlphase befand. Rechnerisch wurde dagegen ein Versagen für die Stahlbetonstütze nach 85 Minuten Branddauer, unter Zugrundelegung einer gleichmäßigen Erwärmung der Stütze über der Höhe und über den Querschnittsumfang, ermittelt. Eine zusätzliche Traglastberechnung, mit der wirklichkeitsnahen Temperaturbeanspruchung der Stb.Stütze, wurde nicht mehr durchgeführt.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Brandversuche haben gezeigt, daß die thermischen Beanspruchungen auf das Bauteilverhalten in natürlichen Brandfällen einen überwiegenden Einfluß haben. Die unsymmetrische Erwärmung der Druckglieder in einem natürlichen Brandfall, durch Ventilationsverhältnisse, Verteilung der Brandlasten etc. bedingt, könnte einen günstigeren oder ungünstigeren Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer hervorrufen.

Die rechnerischen Untersuchungen an den Stahlbetonstützen müssen deshalb möglichst unter Berücksichtigung der tatsächlichen thermodynamischen Randbedingungen des Feuers vorgenommen werden. Insbesondere die Verformungsrechnungen nach Theo.II.Ord. müssen in kleineren Zeitschritten durchgeführt werden, um den Einfluß der thermischen Geschichte auf das Bauteilverhalten wirklichkeitsnah erfassen zu können.

C3 - 5

*Bestimmung der Temperaturfelder in
Bauteilen mit praxisgerechten Lösungsmethoden*

von

Dr.-Ing. A. Haksever

Inhaltsverzeichnis

1 Allgemeines.....	2
2 Rechengrundlagen.....	3
2.1 Symmetrische Erwärmung.....	3
2.2 Unsymmetrische Erwärmung.....	6
3 Anwendung der konformen Abbildungen.....	9
4 Anwendungsmöglichkeiten für die Praxis.....	14
5 Andere konforme Abbildungen.....	17
6 Zusammenfassung und Ausblick.....	21

1 Allgemeines

Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken im Brandfall wird wesentlich von der zeit- und ortsabhängigen Temperaturverteilung innerhalb eines Querschnitts beeinflusst. Die Bestimmung der Temperaturfelder im Bauteilquerschnitt ist daher eine erste Voraussetzung bei jeder weiteren computerbezogenen Behandlung des Problems, es sei denn, die Temperaturverteilung ist im Querschnitt experimentell vorher bestimmt worden. Im allgemeinen Fall muß aber davon ausgegangen werden, daß die Temperaturen im Querschnitt zu den gewünschten Zeitabschnitten nicht bekannt sind.

Die mathematische Behandlung des Problems wurde erstmalig 1822 von J.B Fourier durchgeführt. Die nach ihm benannte Gleichung lautet:

$$c \cdot q \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \operatorname{div} \lambda (\operatorname{grad} \vartheta) \quad \text{Gl. (1.1)}$$

Eine analytische Lösung der Gleichung (1.1), selbst in dieser Form, ist nur in Sonderfällen möglich. Aufgrund der komplizierten Randbedingungen ist jedoch der Aufwand erheblich, und es wurden deshalb bis in die jüngere Zeit graphische und ähnliche Verfahren zur Lösung des Problems herangezogen.

Mit der Entwicklung leistungsfähiger Rechenanlagen ist es möglich geworden, numerischen Lösungsmethoden zur Anwendung zu bringen. Das Problem bleibt jedoch für den in der Praxis tätigen Ingenieur so lange eine unlösbare Aufgabe, wie ihm ein entsprechender Großrechner fehlt. Für eine schnelle und praxisgerechte Beurteilung der Bauteile in brandschutztechnischer Hinsicht ist es daher notwendig, ein Rechenverfahren für herkömmliche Taschenrechner zu entwickeln, das die erforderliche Genauigkeit gewährleistet. In diesem Beitrag wird ein solches Rechenverfahren vorgestellt und dessen Effektivität diskutiert.

2 Rechengrundlagen

2.1 Symmetrische Erwärmung

Die Grundlagen des hier vorgestellten des Rechenverfahrens basieren auf die aus der Mathematik bekannten Grundsätze der konformen Abbildungen. Bevor die Anwendung dieser Grundlagen, zur Bestimmung des mehrdimensionalen Temperaturfeldes gezeigt wird, soll zunächst die Lösung der Differentialgleichung (1.1) für einen einaxialen Erwärmungszustand diskutiert werden. Die Differentialgleichung für solch einen Zustand lautet dann:

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \alpha \nabla^2 \vartheta \quad \text{Gl. (2.1)}$$

Es wird zunächst eine planparallele Platte mit der Dicke $2L$ vorgestellt. Die Umgebungstemperatur wird mit Θ , die Anfangstemperatur mit Θ_A , die Oberflächentemperatur mit ϑ_o und die Temperaturerhöhung in der Umgebung mit ϑ_B definiert (s.Bild 2.1). Ferner werden der Einfachheit halber die Stoffwerte der Platte λ , c_p und ρ , also auch die Temperaturleitzahl α konstant und die

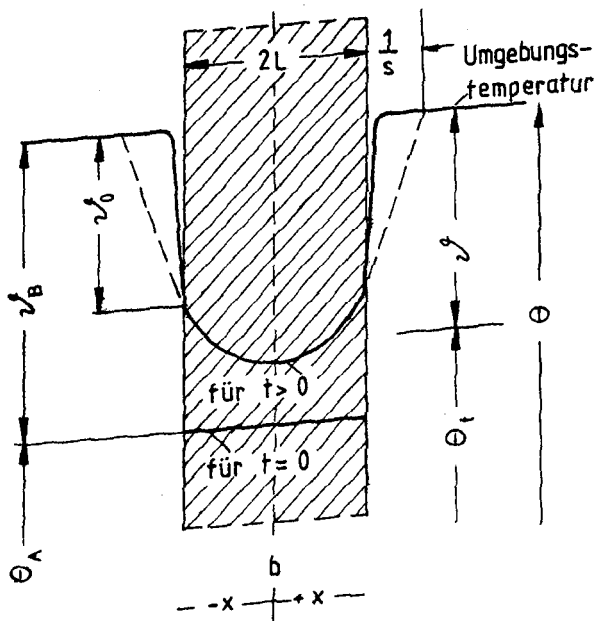


Bild 2.1: Temperatenausgleich in einer ebenen Platte bei beidseitiger Erwärmung

Wärmeübergangszahl $s = \alpha / \lambda$ unabhängig von der Temperatur angesetzt.

Das allgemeine Integral der Diff. Gl. (2.1) ist in diesem Fall bekannt. Die Lösung kann aus den unendlich vielen Teillösungen als Summand gebildet werden /24/. Die Temperaturdifferenz des Bauteils zur Umgebungstemperatur kann daher nach Gleichung (2.2) ermittelt werden.

$$\vartheta = \sum_{i=1}^{i=\infty} A_i \cdot e^{-n_i^2 \alpha t} \cos(n_i x) \quad \text{Gl. (2.2)}$$

Die Werte A_i sind so zu bestimmen, daß sie den Randbedingungen des Problems genügen.

$$\vartheta_B = \sum_{i=1}^{i=\infty} A_i \cdot \cos(n_i \cdot x) \quad \text{Gl. (2.3)}$$

Die Werte A_i können nach den mathematischen Ansätzen der Fourierschen Reihenentwicklung bestimmt werden:

$$A_i = \frac{\int_{-L}^L \vartheta_B \cos(n_i \cdot x) dx}{\int_{-L}^L \cos^2(n_i \cdot x) dx} \quad \text{Gl. (2.4)}$$

$$A_i = \frac{2 \cdot \sin(n_i \cdot L)}{\sin(n_i \cdot L) \cdot \cos(n_i \cdot L) + (n_i \cdot L)} \cdot \vartheta_B \quad \text{Gl. (2.5)}$$

Sie müssen außerdem die Dirichletschen Bedingungen erfüllen. Setzt man für $n_i \cdot L = u_i$, so erhält man die Temperaturfunktion in Form der Gleichung (2.6):

$$\vartheta = \vartheta_B \sum_{i=1}^{i=\infty} \frac{2 \sin u_i}{\sin u_i \cdot \cos u_i + u_i} \cdot e^{-u_i^2 \cdot \frac{\alpha \cdot t}{L^2}} \cdot \cos(u_i \cdot x/L) \quad \text{Gl. (2.6)}$$

Die u_i Werte bestimmt man beim Aufsuchen partikulärer Integrale der Differentialgleichung (2.1). Diese partikulären Lösungen müssen sich jedoch an die Grenzbedingungen anpassen. Danach ergeben sich die Werte nach der zeichnerischen Lösung der Gleichung (2.7).

$$\cot(n \cdot L) = n \cdot L / s \cdot L \quad \text{Gl. (2.7)}$$

Diese transzendente Gleichung besitzt unendlich viele Wurzeln und sie können den Zahlentafeln entnommen werden /25/.

Die programmgesteuerte Auswertung der Gl. (2.6) mit einem herkömmlichen Taschenrechner ist sehr aufwendig und bringt keine besondere Zeitersparnis. Sie ist in erster Linie für einen leistungsfähigen elektronischen Rechner geeignet. Außerdem handelt es sich in Gl. (2.6) um einen einfachen Fall, nämlich um die beidseitige, gleichmäßige Erwärmung des Bauteils.

Im folgenden Abschnitt sollen deshalb noch vereinfachte Rechenmethoden entwickelt werden, die zunächst für die einseitige Erwärmung eines unendlich ausgedehnten Körpers gelten.

2.2 Unsymmetrische Erwärmung

Die thermodynamischen Randbedingungen des Körpers bleiben unverändert wie sie in Abschnitt 2.1 definiert wurden. Die Aufgabe wird es sein, für beliebige Zeiten die Temperaturverteilung im Körper zu bestimmen. Für diesen Fall erfolgt die Lösung der Gl. (2.1) unter Verwendung des Fourierschen Integrals. Da für den Erwärmungszustand keine Symmetrie vorhanden ist, müssen die partikulären Lösungen Terme mit sin. und cos. Funktionen enthalten (vgl. Gl. (2.2)). Die Lösung ist bekannt und kann für das Temperaturfeld mit der Integralgleichung (2.8) angegeben werden /26/.

$$\vartheta = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} e^{-p^2 \alpha t} dp \quad \text{Gl. (2.8)}$$

$$\cdot \int_{-\infty}^{\infty} H(\beta) (p(\beta-x)) dp$$

Wird die zweimalige Integration für die Funktion H durchgeführt, so werden im Endergebnis die Größen p, β nicht erscheinen. Die Temperatur ist dann nur ein Ergebnis von a, t und x .

Die Anwendung der Gl. (2.8) ist aber nur dann möglich, wenn die gewählte Funktion H die Bedingung

$$\int_{-\infty}^{+\infty} H(x) dx \rightarrow \text{endlich} \quad \text{Gl. (2.9)}$$

erfüllt. Dadurch verliert die Gl. (2.8) erheblich an praktischer Bedeutung. Deshalb wurde in diesem Beitrag zur Lösung des Temperaturproblems nach Gl. (2.8) das Gaußsche Fehlergesetz verwendet. Das partikuläre Integral der Wärmeleitungsgleichung (Fouriergleichung) ähnelt dem Gaußschen Fehlergesetz und kann für das Temperaturfeld mit

$$\vartheta / \vartheta_0 = G \left(\frac{x}{2\sqrt{at}} \right) \quad \text{Gl. (2.10)}$$

angegeben werden. Die Aufstellung dieser Gleichung ist in der angewandten Mathematik bekannt. G repräsentiert hier die Funktion des Gaußschen Fehlerintegrals. Diese Funktion ist im Bild 2.2 abhängig von der bezogenen x -Koordinate des Klammerwertes in Gleichung (2.10) dargestellt. Somit kann aus ihr eine beliebig spätere Temperaturverteilung abgeleitet werden. Es ist zu bemerken, daß die Gleichung (2.10) nur für den Fall gilt, daß dem zu lösenden Temperaturproblem die Oberflächentemperaturen des erwärmten Körpers als bekannte Eingangsgrößen vorausgesetzt werden, d.h. $s = \infty$ bleibt. Für eine endliche relative Wärmeübergangszahl $s = \alpha/\lambda$ läßt sich die Gleichung (2.10) umformulieren /27/.

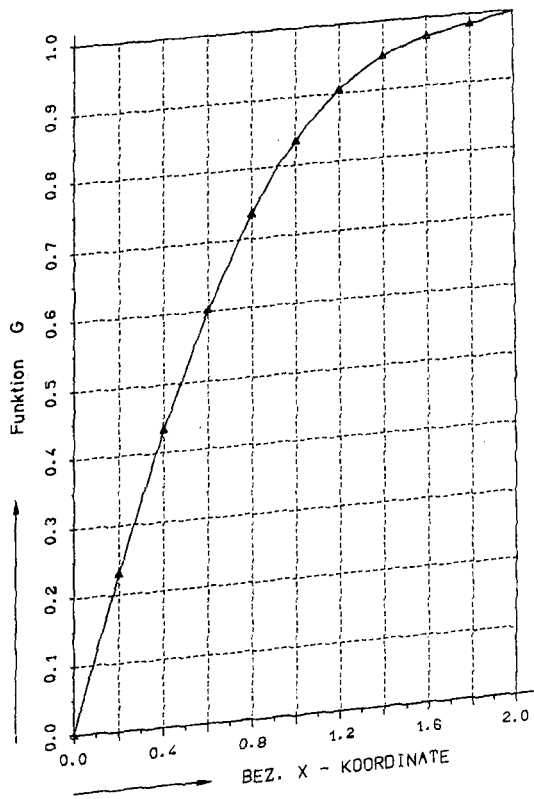


Bild 2.2: Gaußsche Fehlerfunktion

$$\vartheta / \vartheta_B = G\left(\frac{x}{2\sqrt{at}}\right) + e^{-\frac{at}{x^2}(sx)^2 + (sx)} \cdot x \quad \text{Gl. (2.11)}$$

wobei für X die Gleichung (2.12) gilt

$$X = 1 - G \left(\frac{x}{2\sqrt{at}} + s\sqrt{at} \right) \quad \text{Gl. (2.12)}$$

Wie schon erwähnt gilt die Gleichung (2.11) für eine unendlich dicke Platte. Sie gilt jedoch auch für endliche Platten, solange an der Stelle $x = L$ die Temperatur ϑ/ϑ_B nahe eins bleibt. Der Grenzwert liegt etwa bei $at/L^2 < 0.1$. Solange diese Bedingung eingehalten wird, können die Rechengrundlagen für einseitige Erwärmung unendlich dicker Platten, auch für endliche Platten angewendet werden.

Somit wurden die Rechengrundlagen für die einaxialen Wärmeübergangsbedingungen erarbeitet. Die Berechnung der Temperaturfelder für den mehrdimensionalen Fall mit Hilfe der o.a. angegebenen Grundlagen wird im folgenden Abschnitt diskutiert.

3 Anwendung der konformen Abbildungen

Der mathematische Sinn der konformen Abbildungen ist, wenn eine komplexe Veränderliche $Z = X+iY$, in der Z -Ebene eine Kurve C zeichnet, so soll sie mit Hilfe der Abbildungsfunktion F in einer anderen $z = x+iy$, Ebene die Kurve c' darstellen. Es gilt dann die Gleichung

$$z = F(Z) \quad \text{Gl. (3.1)}$$

oder

$$x+iy = F(X+iY) = \varphi(X,Y) + iY(X,Y) \quad \text{Gl. (3.2)}$$

Die konforme Abbildung setzt voraus, daß die Abbildungsfunktionen analytische Funktionen sind. Diese Bedingung fordert, daß die reellen und imaginären Teile der Funktion F, φ und γ , den Cauchy-Riemannschen Differentialgleichungen (3.3) und (3.4)

$$\frac{\delta \varphi}{\delta x} = \frac{\delta \gamma}{\delta y} \quad \text{Gl. (3.3)}$$

$$\frac{\delta \varphi}{\delta y} = - \frac{\delta \gamma}{\delta x} \quad \text{Gl. (3.4)}$$

genügen. Es muß also eine Beziehung wie in Gleichung(3.1) gefunden werden, wodurch die Abbildung des mehrdimensionalen Temperaturfeldes in der z -Ebene mit Hilfe des eindimensionalen Falles in der Z -Ebene möglich wird. Mit anderen Worten, wenn die komplexe Veränderliche Z in der Z -Ebene die Temperaturisothermen des einaxialen Falles zeichnet, so sollen in der z -Ebene die Temperaturisothermen des zweidimensionalen Falles dargestellt werden (s. Bild 3.1).

Als erste Näherung soll jetzt zur Lösung des Temperaturproblems die Gleichung (3.5) gewählt werden.

$$z = Z^2 \quad \text{Gl. (3.5)}$$

Im allgemeinen Fall wird die Gleichung (3.5) als $z = A \cdot Z^n$ angegeben werden.

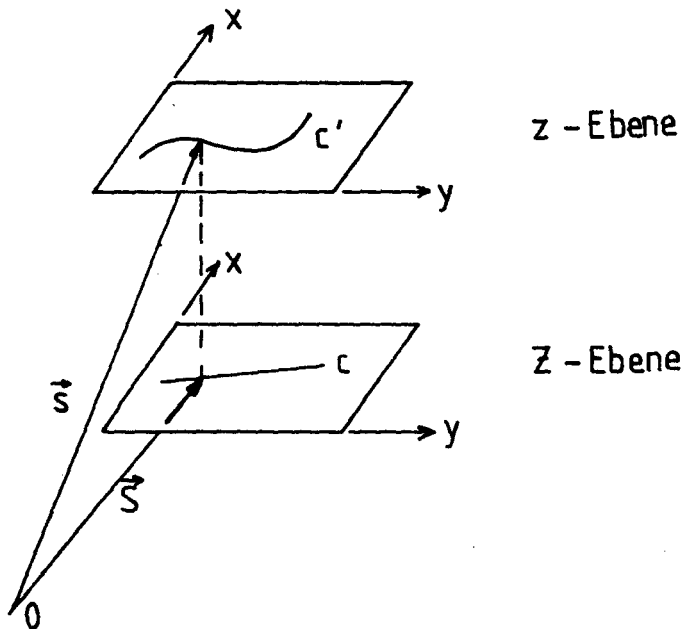


Bild 3.1: Prinzip der konformen Abbildung

Jetzt ermittelt man aus Gleichung (3.5) die Funktionen φ und γ als

$$\varphi = X^2 - Y^2 \quad \text{Gl. (3.6)}$$

$$\gamma = 2 X Y \quad \text{Gl. (3.7)}$$

Durch Differentiation folgt:

$$\frac{\delta \varphi}{\delta X} = \frac{\delta Y}{\delta Y} = 2X \quad \text{Gl. (3.8)}$$

$$\frac{\delta \varphi}{\delta Y} = - \frac{\delta Y}{\delta X} = -2Y \quad \text{Gl. (3.9)}$$

Die Funktionen nach Gleichung (3.6) und Gleichung (3.7) sind also analytische Funktionen und sie sind im Bild 3.2 dargestellt. Man stellt sich nun folgendes vor: X und Y Variablen sind in einem eindimensionalen Fall unabhängig voneinander, entweder geben sie die Temperaturisothermen oder die Wärmestromisothermen für einen orthogonalen Wärme flußzustand wieder (Z -Ebene). Danach stellt die Gleichung (3.7) den Erwärmungszustand in der z -Ebene eines zweidimensionalen Falles dar. Die Temperaturisothermen werden mit $Y = \text{konstant}$ bestimmt. Wenn X und Y für Wärmestromlinien eines eindimensionalen Falles gelten, so gibt φ das Wärmestromfeld in der z -Ebene wieder. Die Wärmestromisothermen können mit $\varphi = \text{konstant}$ bestimmt werden (s. Bild 3.2).

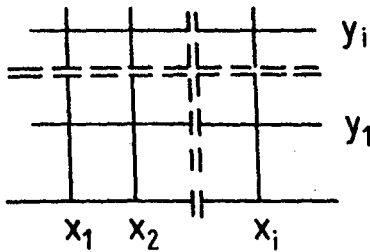
Es muß jetzt nachgewiesen werden, daß Y in Gleichung (3.7) tatsächlich ein Temperaturfeld des zweidimensionalen Erwärmungszustands darstellt.

Für den zweidimensionalen Temperatúrausgleich gilt die bekannte Differentialgleichung (3.10)

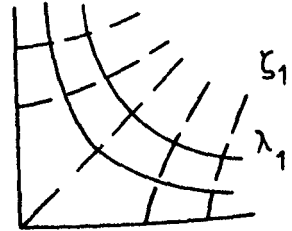
$$\frac{\delta \vartheta}{\delta t} = \alpha \left(\frac{\delta^2 \vartheta}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \vartheta}{\delta y^2} \right) \quad \text{Gl. (3.10)}$$

Es wird jetzt überprüft, wenn die Gleichung (2.11) für X bzw. Y gilt, ob das Produkt in Gleichung (3.11)

$\lambda = C_1$ Temperaturisotherme
 $\zeta = C_2$ Wärmestromisotherme



Z - Ebene
(eindimensional)



z - Ebene
(mehrdimensional)

Bild 3.2: Konforme Abbildung nach dem Gesetz $z = z^2$

$$\frac{\partial}{\partial_B} = \frac{\partial_X \cdot \partial_Y}{\partial_B^2} \quad \text{Gl. (3.11)}$$

eine Lösung der Differentialgleichung (3.10) ist. Um das zu zeigen werden die partiellen Ableitungen der Differentialgleichung (3.11) gebildet.

$$\frac{\partial \partial}{\partial t} = \frac{1}{\partial_B} \left(\partial_X \frac{\partial \partial_Y}{\partial t} + \partial_Y \frac{\partial \partial_X}{\partial t} \right) \quad \text{Gl. (3.12)}$$

$$\frac{\delta^2 \vartheta}{\delta x^2} = \frac{\vartheta_Y}{\vartheta_B} \cdot \frac{\delta^2 \vartheta_X}{\delta x^2} \quad \text{Gl. (3.13)}$$

$$\frac{\delta^2 \vartheta}{\delta y^2} = \frac{\vartheta_X}{\vartheta_B} \cdot \frac{\delta^2 \vartheta_Y}{\delta y^2} \quad \text{Gl. (3.14)}$$

Durch einsetzen in die Differentialgleichung (3.10) entsteht

$$\vartheta_X \frac{\delta \vartheta_Y}{\delta t} + \vartheta_Y \frac{\delta \vartheta_X}{\delta t} = \alpha \left(\vartheta_Y \frac{\delta^2 \vartheta_X}{\delta x^2} + \vartheta_X \frac{\delta^2 \vartheta_Y}{\delta y^2} \right) \quad \text{Gl. (3.15)}$$

Da nach den Voraussetzungen $\vartheta_X (=X)$ und $\vartheta_Y (=Y)$ die zugehörige eindimensionale Fouriergleichung erfüllen, ist die Differentialgleichung (3.15) eine Identität und damit der Produktansatz eine richtige Lösung.

4 Anwendungsmöglichkeiten für die Praxis

Um die einfache Handhabung des entwickelten Verfahrens, für die Praxis zu demonstrieren, wurde die Gleichung (2.11) für einen kleinen Taschenrechner programmiert. Die G.-Funktion wurde nach dem Bild 2.2 gebildet. Sie ist nach den Klammerwerten in den Gleichungen (2.11) und (2.12) zu berechnen. Die Temperaturfunktion in Gleichung (2.11) muß für die beheizten Ränder des Körpers getrennt berechnet werden.

Schließlich wird die Temperatur an einem bestimmten Ort des Querschnitts nach Gleichung (4.1) ermittelt:

$$\Theta_t = \vartheta_B - \vartheta + \Theta_A \quad \text{Gl. (4.1)}$$

Als Beispiel soll jetzt ein Querschnitt von $b/d=40/30$ für eine allseitige Erwärmung nach DIN 4102 untersucht werden. Die Temperaturen des Eck- und Mitteleisens der Bewehrung im Stahlbetonquerschnitt sollen über der Branddauer gerechnet werden (s. Bild 4.1). Die thermischen Materialdaten werden als konstante Größe über der ganzen Branddauer wie folgt angesetzt:

$$\alpha = 24 \text{ Kcal/m}^2\text{hC}$$

$$\lambda = 1,4 \text{ Kcal/mhC}$$

$$a = 0.004 \text{ m}^2/\text{h}$$

Die Koordinaten der Eisen sind:

$$x_1 = 0.04 \text{ m}$$

$$y_1 = 0.04 \text{ m für Eckeisen}$$

$$x_2 = 0.20 \text{ m}$$

$$y_2 = 0.04 \text{ m für Mitteleisen}$$

Die Ergebnisse der Berechnungen, die mit einem Taschenrechner durchgeführt wurden, sind in der Tafel 4.2 für das Eckeisen und in der Tafel 4.3 für das Mitteleisen zusammengestellt. Die Temperaturen sind dort nach einigen Zwischenergebnissen als Endprodukt des Rechenprogramms ausgedruckt.

Die Temperaturberechnungen liefern dann richtige Ergebnisse, solange eine bestimmte Zeitgrenze nicht überschritten wird. Diese Grenze errechnet sich wie folgt:

STAHLBETONQUERSCHNITT $b / d = 40 / 30$ cm

GERECHNETE BEWEHRUNGSTEMPERATUREN

- Δ = TEMPERATUREN DES ECKEISENS (genaues Verfahren)
 $+$ = TEMPERATUREN DES MITTELEISENS (genaues Verfahren)
 \times = TEMPERATUREN DES ECKEISENS (konforme Abbildungen)
 \diamond = TEMPERATUREN DES MITTELEISENS (konforme Abbildungen)

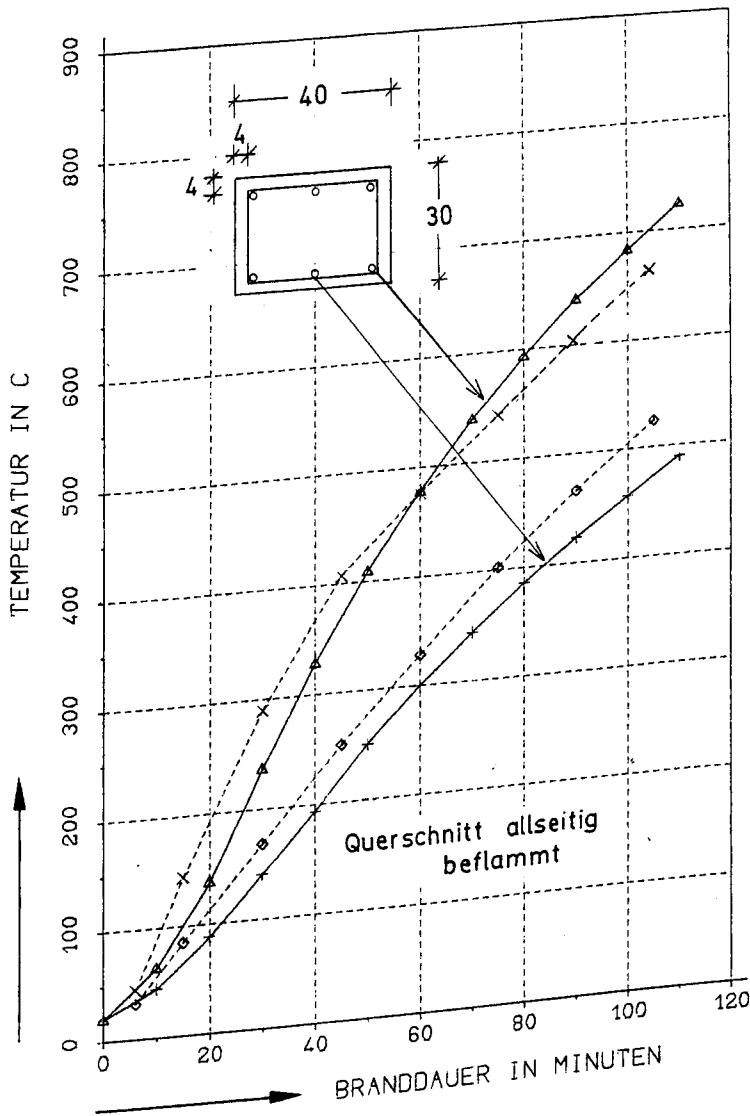


Bild 4.1: Ergebnisse der Temperaturberechnungen

BEFLAMMUNG NACH E T K, DIN 4102, TEIL II
 Feuchtigkeit 3,0 Gewichtsprozent
 433

$$t < t_{gr} \quad 0.1 \cdot 0.30^2 / 0.004 = 2.25 \text{ h}$$

Die Berechnungen wurden jedoch nur bis maximal 1,75 h durchgeführt.

Das Bild 4.1 stellt die Ergebnisse als Temperatur-Zeit-Kurve dar. Zum besseren Vergleich sind auf dem Bild auch die Temperaturverläufe dargestellt, die mit einem aufwendigen, jedoch exakten Rechenprogramm mit Hilfe einer Großrechenanlage berechnet worden sind. Obwohl im Taschenrechner-Programm die thermischen Materialdaten des beheizten Stahlbetonkörpers unabhängig von Temperatur und Feuchte als konstante Größe angesetzt wurden, zeigen die Ergebnisse der entwickelten Rechenmethode gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen des genauen Rechenverfahrens. Temperaturunterschiede nach den beiden Verfahren sind selbst bei längerer Branddauer gering und bleiben unter 40-50°C.

5 Andere konforme Abbildungen

Die Berechnung der instationären Temperaturfelder ist selbstverständlich für beliebige Querschnittsformen und Erwärmungszustände mit Hilfe der konformen Abbildungen möglich. Das Bild 5.1 zeigt beispielsweise die konforme Abbildung für eine einspringende Ecke. Die Beziehung zwischen den z und Z -Ebenen kann mit der Gleichung (5.1) angegeben werden (s. Bild 5.1):

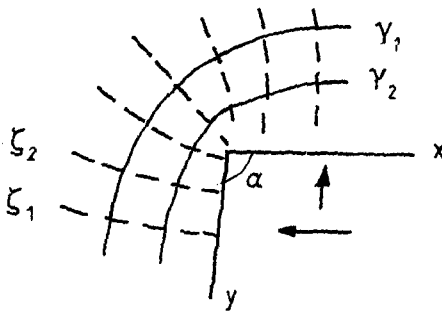
$$z = A \cdot Z^n \quad \text{Gl. (5.1)}$$

TEMPERATUR- BERECHNUNG	ZEITPKT=? 0.75
ALPHA=? 24.	1. 1.
A=? 0.004	.7570251594 .7570251594
LAMBDA=? 1.4	T(X, Y) = 396.9322336
B=? 0.4	ZEITPKT=? 1.
D=? 0.3	1. 1.
KENNZAHL=? 1111.	.7118978495 .7118978495
ZEITPKT=? 0.1	T(X, Y) = 476.6818354
X=? 0.04	ZEITPKT=? 1.25
Y=? 0.04	1. 0.987880842
1.	1. .6798319468
0.978600354	.6798319468
0.978600354	T(X, Y) = 541.3366779
T(X, Y) = 44.70636699	ZEITPKT=? 0.25
ZEITPKT=? 0.25	1.5
1.	1.
1.	.9682711614
.9095003874	1. 0.645896701
.9095003874	0.645896701
T(X, Y) = 144.2562137	T(X, Y) = 608.0919625
ZEITPKT=? 0.5	ZEITPKT=? 1.75
1.	1.
1.	.9542793884
.8198137258	1. .6270949339
.8198137258	.6270949339
T(X, Y) = 289.650129	T(X, Y) = 650.8064134

Tafel 4.2: Ergebnisse der Temperaturberechnung für das
Eckisen des Stb.Querschnitts
435

TEMPERATUR- BERECHNUNG	ZEITPKT=? 0.75
ALPHA=? 24. A=? 0.004 LAMBDA=? 1.4 B=? 0.4 D=? 0.3 KENNZAHL=? 1111. ZEITPKT=? 0.1 X=? 0.2 Y=? 0.04	1. .9870401292 .7570251594 .9870401292 T(X, Y) = 251.7410563 ZEITPKT=? 1. 1. .9681537293 .7118978495 .9681537293 T(X, Y) = 328.0859351 ZEITPKT=? 1.25 0.9878803842 .9466039132 .6798319468 .9466039132 T(X, Y) = 402.0230914 ZEITPKT=? 0.25 1. 1. 0.9095003874 1. T(X, Y) = 85.0726308 ZEITPKT=? 0.5 1. 1. .8198137258 1. T(X, Y) = 168.174577 ZEITPKT=? 1.75 .9652967009 .8986612831 .6422007434 .8986612831 T(X, Y) = 524.2179693

Tafel 4.3: Ergebnisse der Temperaturberechnung für das
Mittleisen des Stb.Querschnitts



$$\alpha = \pi/2 \rightarrow n = 2/3$$

$$\alpha > \pi/2 \rightarrow n > 2/3$$

$$\alpha = \pi \rightarrow n = 1$$

Bild 5.1: Temperatur-Isothermen außerhalb einer einspringenden Ecke

Auch die Behandlung einer Wärmequelle ist für die Bestimmung der stationären Umgebungs- und Festkörpertemperaturen problemlos. Die Temperaturfelder in einem Festkörper um eine Wärmequelle können auch mit Hilfe einer konformen Abbildung berechnet werden (s. Bild 5.2). Zu diesem Zwecke liefert Gleichung (5.2) die erforderliche Beziehung.

$$z = \text{Log } Z$$

Gl. (5.2)

$$z = \log Z$$

C3-5-Seite 21

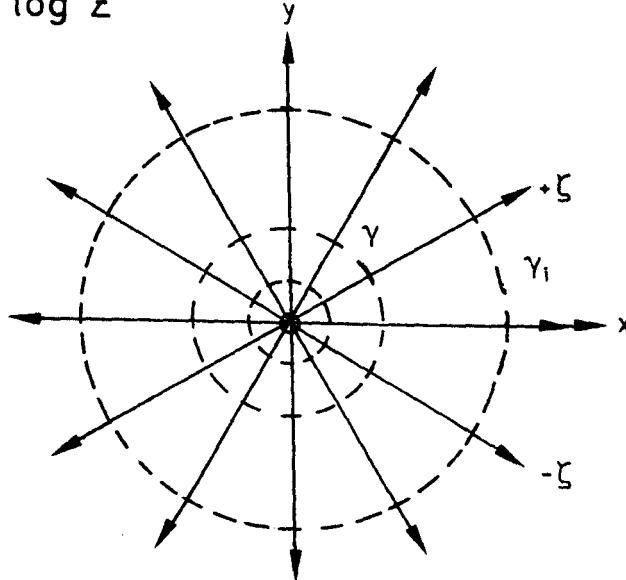


Bild 5.2: Temperatur-Isothermen um eine Wärmequelle

6 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde ein Rechenverfahren vorgestellt, welches dem in der Praxis tätigen Ingenieur mit einfachen Ansätzen die Lösung des komplizierten Temperaturproblems mit Hilfe eines Taschenrechners ermöglicht. Eine Steigerung der Genauigkeit der Rechenmethode ist dadurch problemlos möglich, weil die Temperaturleitzahl und die Wärmeleitfähigkeit des betrachteten Bauteils zusätzlich temperatur- und feuchtigkeitsabhängig angesetzt werden können. Die Rechenmethode wird im Rahmen der Aktivitäten des Teilprojekts C3 für die Berechnung von Temperaturfeldern mit Wärmequellen und -senken weiterentwickelt. Damit wird es möglich, die vielfältigen Probleme im Zusammenhang mit Schadensfeuern zu untersuchen. Eine Erweiterung des Verfahrens zur Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens von brandbeanspruchten Bauteilen mit ingenieurmäßigen Vereinfachungen ist ebenfalls vorgesehen.

